DECRETO NUMERO 33 DE 1998

(9 de Enero de 1998)

Por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-98

— · —

El PRESIDENTE DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA

en ejercicio de las facultades constitucionales y legales, en especial las que le confieren el Artículo 189, Numeral 11, de la Constitución Política y la Ley 400 de 1997,

DECRETA:

ARTICULO PRIMERO. - Adóptase el siguiente **Reglamento de construcciones sismo resistentes, NSR-98**, que tendrá vigencia en todo el territorio de la República.

TITULO A
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE

CAPITULO A.1
INTRODUCCION

A.1.1 - NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS

A.1.1.1 - El diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en el territorio de la República de Colombia debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que se establecen en la Normas Sismo Resistentes Colombianas, las cuales comprenden:

(a) la Ley 400 de 1997,
(b) el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, contenido en el presente Decreto, y
(c) las resoluciones expedidas por la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" del Gobierno Nacional, adscrita al Ministerio de Desarrollo Económico, y creada por el Artículo 39 de la Ley 400 de 1997.

A.1.2 - ORGANIZACION DEL PRESENTE REGLAMENTO

A.1.2.1 - **TEMARIO** - El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, está dividido temáticamente en los siguientes Títulos, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 47 de la Ley 400 de 1997, así:

TITULO A. - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

TITULO B. - Cargas

TITULO C. - Concreto estructural

TITULO D. - Mampostería estructural

TITULO E. - Casas de uno y dos pisos

TITULO F. - Estructuras metálicas

TITULO G. - Estructuras de madera

TITULO H. - Estudios geotécnicos

TITULO I. - Supervisión técnica

TITULO J. - Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones

TITULO K. - Otros requisitos complementarios

A.1.2.2 - **OBJETO** - El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, tiene por objeto reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos. Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

A.1.2.3 - **ALCANCE** - El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, contiene:

A.1.2.3.1 - Los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones nuevas, con el fin de que sean capaces de resistir las fuerzas que les impone la naturaleza o su uso y para incrementar su resistencia a los efectos producidos por los movimientos sísmicos. Además establece, en el Título E, requisitos simplificados de diseño y construcción para casas de uno y dos pisos que pertenezcan al grupo de uso **I** tal como lo define A.2.5.1.4.

A.1.2.3.2 - Para edificaciones construidas antes de la vigencia del presente Reglamento, el Capítulo A. 10 establece los requisitos a emplear en la adición, modificación y remodelación del sistema estructural; el análisis de vulnerabilidad, el diseño de las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica, y la reparación de edificaciones con posterioridad a la ocurrencia de un sismo.

A.1.2.3.3 - En el Capítulo A.12 se establecen requisitos especiales para el diseño y construcción sismo resistente de edificaciones indispensables pertenecientes al grupo de uso **IV**, tal como lo define A.2.5.1.1;

esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo.

A.1.2.4 - **EXCEPCIONES** - El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, no se aplica a:

A.1.2.4.1 - El diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera del de edificaciones convencionales o no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos dentro de este Reglamento. Para algunas estructuras que se salen del alcance del Reglamento, puede consultarse el Apéndice A-1, el cual no tiene carácter obligatorio.

A.1.2.5 - **DEFINICIONES** - En el Capítulo A.13 del presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes se dan las definiciones de los términos empleados en el presente Título A del Reglamento.

A.1.3 - PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO

A.1.3.1 - GENERAL – El diseño y construcción de una edificación sometida a este Reglamento debe llevarse a cabo como se indica a continuación. Las diferentes etapas de los estudios, construcción y supervisión técnica, se amplían en la secciones pertinentes del Reglamento.

A.1.3.2 – ESTUDIOS GEOTECNICOS – Debe realizarse una exploración del subsuelo en el lugar en que se va a construir la edificación. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio se establece en el Título H – Estudios Geotécnicos. El ingeniero geotecnista debe elaborar un informe en el cual relacione la exploración y los resultados obtenidos en el laboratorio, se den las recomendaciones que debe seguir el ingeniero estructural en el diseño de la cimentación y obras de contención, la definición de los efectos sísmicos locales, los procedimientos constructivos que debe emplear el constructor, y los aspectos especiales a ser tenidos en cuenta por el supervisor técnico. En el reporte se deben indicar los asentamientos esperados, su variabilidad en el tiempo y las medidas que deben tomarse para no afectar adversamente las construcciones vecinas. El reporte debe ir firmado, o rotulado, por un ingeniero civil facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.3 – DISEÑO ARQUITECTONICO – El proyecto arquitectónico de la edificación debe cumplir la reglamentación urbana vigente, y además debe indicar, para efectos de este Reglamento, los usos de cada una de las partes de la edificación y su clasificación dentro de bs grupos de uso definidos en el Capítulo A.2, el tipo de cada uno de los elementos no estructurales y el grado de desempeño mínimo que deben tener de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9. El proyecto arquitectónico debe ir firmado por un arquitecto con matricula profesional vigente. Cuando los planos arquitectónicos incluyan los diseños sísmicos de los elementos no estructurales, éstos deben ir firmados, o rotulados, por un profesional facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.4 – DISEÑO ESTRUCTURAL – El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997. La estructura de la edificación debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuada ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la edificación. A continuación se especifican las etapas que deben llevarse a cabo, dentro del alcance de este Reglamento, en el diseño de edificaciones diferentes a las cubiertas en A.1.3.11:

Paso 1 - Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales – Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño.

Paso 2 - Evaluación de las solicitaciones definitivas – Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas la solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del

suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido cuando así lo exige el reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los siguientes pasos.

Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y el valor del $\mathbf{A_a}$ - Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con el valor del parámetro $\mathbf{A_a}$ obtenido en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-3 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y el valor del parámetro $\mathbf{A_a}$, entre otros.

Paso 4 - Movimientos sísmicos de diseño - Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento, tomando en cuenta:

(a) la amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través del parámetro $\mathbf{A_a}$, el cual representa la aceleración horizontal pico efectiva del sismo de diseño,
(b) las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de un coeficiente de sitio $\mathbf{S}$, y
(c) la importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia $\mathbf{I}$.

Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica; las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2.

Paso 5 - Características de la estructuración y del material estructural empleado - El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (*DES*), moderada (*DMO*) o mínima (*DMI*); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad.

Paso 6 - Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis - Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento.

Paso 7 - Fuerzas sísmicas - Obtención de las fuerzas sísmicas, $\mathbf{F_S}$, que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.

Paso 8 - Análisis sísmico de la estructura - El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.

Paso 9 - Desplazamientos horizontales - Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8.

Paso 10 - Verificación de derivas - Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas.

Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitaciones – Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$ ($\mathbf{E} = \mathbf{F_S} / \mathbf{R}$). El coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, es función de:

(a) el sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3,
(b) del grado de irregularidad de la edificación, y
(c) de los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el Capítulo A.3.

Paso 12 - Diseño de los elementos estructurales - Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía prescrito en el Capítulo A.3, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento.

A.1.3.5 – DISEÑO DE LA CIMENTACION - Los efectos de las diferentes solicitaciones, incluyendo los efectos de los movimientos sísmicos de diseño sobre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones realizadas en el paso 11 de A.1.3.4, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.
(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.1.3.6 – DISEÑO SISMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES - De acuerdo con el grupo de uso al cual pertenezca la edificación se define, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9, el grado de desempeño de los elementos no estructurales, como: superior, bueno o bajo. El diseño de los elementos no estructurales debe ser llevado a cabo por cada uno de los diseñadores de los elementos arquitectónicos, hidráulicos, eléctricos y mecánicos, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

A.1.3.7 – REVISION DE LOS DISEÑOS – Los planos, memorias y estudios realizados deben ser revisados para efectos de la obtención de la licencia de construcción tal como lo indica la Ley 400 de 1997. Esta revisión debe ser realizada en la curaduría o en las oficinas o dependencias encargadas de estudiar, tramitar, y expedir la licencias de construcción, o bien por un profesional independiente, a costo de quien solicita la licencia. Los revisores de los diseños deben tener las cualidades establecidas en la Ley 400 de 1997.

A.1.3.8 – CONSTRUCCION - La construcción de la estructura, y los elementos no estructurales, de la edificación se realiza de acuerdo con los requisitos propios del material, para el grado de capacidad de disipación de energía para el cual fue diseñada, y bajo una supervisión técnica, cuando así lo exija la Ley 400 de 1997, realizada de acuerdo con los requisitos del Título I. En la construcción deben cumplirse los requisitos dados por el Reglamento para cada material estructural y seguirse los procedimientos y especificaciones dados por los diseñadores. La dirección de la construcción debe ser realizada por un ingeniero civil o arquitecto, o ingeniero mecánico para el caso de estructuras metálicas o prefabricadas, facultados para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.9 – SUPERVISION TECNICA – De acuerdo con el Título V de la Ley 400 de 1997, la construcción de estructuras de edificaciones, o unidades constructivas, que tengan más de 3000 m² de área construida, independientemente de su uso, debe someterse a una supervisión técnica realizada de acuerdo con lo establecido en esta sección y en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.1 – *Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad* - De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV**, independientemente del área que tengan, deben someterse a una Supervisión Técnica.

A.1.3.9.2 – *Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento* - De acuerdo con el Parágrafo 1° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica, las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E, siempre y cuando se trate de menos de 15 unidades de vivienda.

A.1.3.9.3 – *Supervisión técnica exigida por los diseñadores* - De acuerdo con el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, el diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, de acuerdo con su criterio, pueden requerir supervisión técnica en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.

A.1.3.9.4 - *Idoneidad del supervisor técnico* - El supervisor técnico debe ser un profesional, ingeniero civil o arquitecto, que cumpla las cualidades exigidas por el Capítulo 5° del Título VI de la Ley 400 de 1997. El profesional, bajo su responsabilidad, puede delegar en personal no profesional algunas de las labores de la supervisión. La supervisión técnica corresponde a una parte de la interventoría y puede ser llevada a cabo por un profesional diferente al interventor.

A.1.3.9.5 - *Alcance de la supervisión técnica* - El alcance de las labores que debe realizar el supervisor técnico están establecidas en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.6 - *Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica* - En aquellas edificaciones donde no se requiera la supervisión técnica, este hecho no exime al constructor de realizar los controles mínimos de calidad de los materiales que el Reglamento requiere para los diferentes materiales estructurales.

A.1.3.10 - EDIFICACIONES INDISPENSABLES - Las edificaciones indispensables, pertenecientes al grupo de uso **IV**, tal como las define A.2.5.1.1, deben diseñarse y construirse cumpliendo los requisitos presentados en el procedimiento de diseño definido en A.1.3.2 a A.1.3.8, y además los requisitos adicionales dados en el Capítulo A.12, dentro de los cuales se amplía el Paso 10 de A.1.3.4, exigiendo una verificación de la edificación para los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño de la edificación.

A.1.3.11 - CASAS DE UNO Y DOS PISOS - Las edificaciones de uno y dos pisos deben diseñarse de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.13 de este Reglamento. Las casas de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, tal como lo define A.2.5.1.4, que no formen parte de programas de más de quince unidades de vivienda ni tengan más de 3000 m² de área en conjunto, pueden diseñarse alternativamente de acuerdo con los requisitos del Título E de este Reglamento.

A.1.4 - CONSIDERACIONES ESPECIALES

A.1.4.1 – POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO - En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, o que forme parte de un programa de más de quince unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica:

(a) influencia del tipo de suelo en la respuesta sísmica de las edificaciones,
(b) potencial de licuación del suelo en el lugar,
(c) posibilidad de falla de taludes debida al sismo,
(d) comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto,

(e) especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de estos materiales,
(f) verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y fuerzas horizontales, y
(g) obligatoriedad de una supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

A.1.4.2 - SISTEMAS PREFABRICADOS – De acuerdo con lo establecido en el Artículo 12 de la Ley 400 de 1997, se permite el uso de sistemas de resistencia sísmica que estén compuestos, parcial o totalmente, por elementos prefabricados, que no estén cubiertos por este Reglamento, siempre y cuando cumpla uno de los dos procedimientos siguientes:

(a) se utilicen los criterios de diseño sísmico presentados en A.3.1.7, o
(b) se obtenga una autorización previa de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con los requisitos y responsabilidades establecidas en el Artículo 14 de la Ley 400 de 1997.

A.1.5 - DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS

A.1.5.1 - DISEÑADOR RESPONSABLE - La responsabilidad de los diseños de los diferentes elementos que componen la edificación recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume que el hecho de que un elemento figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el propósito del Reglamento y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano es el responsable del diseño correspondiente.

A.1.5.1.1 - Deben consultarse en el Título II de la Ley 400 de 1997, así como en el Capítulo A.13 de este Reglamento, las definiciones de constructor, diseñador arquitectónico, diseñador estructural, ingeniero geotecnista, propietario y supervisor técnico, para efectos de la asignación de las responsabilidades correspondientes.

A.1.5.1.2 - En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante, el diseñador puede limitarse a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, las características que deben cumplir los elementos, y la responsabilidad de que se cumplan estas características recae en el supervisor técnico.

A.1.5.2 - PLANOS - Los planos arquitectónicos, estructurales y de elementos no estructurales, que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra, y por lo menos una copia debe permanecer en archivo de la Curaduría, departamento administrativo o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción.

A.1.5.2.1 - *Planos estructurales* - Los planos estructurales deben ir firmados o rotulados, con un sello seco, por un ingeniero civil facultado para ese fin y quien obra como diseñador estructural responsable. Los planos estructurales deben contener como mínimo:

(a) especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero, calidad de las unidades de mampostería, tipo de mortero, calidad de la madera estructural, y toda información adicional que sea relevante para la construcción y supervisión técnica de la estructura. Cuando la calidad del material cambie dentro de la misma edificación, debe anotarse claramente cuál material debe usarse en cada porción de la estructura,
(b) tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo,
(c) precauciones que se deben tener en cuenta, tales como contraflechas, para contrarrestar cambios volumétricos de los materiales estructurales tales como: cambios por variaciones en la humedad ambiente, retracción de fraguado, flujo plástico o variaciones de temperatura,
(d) localización y magnitud de todas las fuerzas de preesfuerzo, cuando se utilice concreto preesforzado,
(e) tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo,

(f) el grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se diseñó el material estructural del sistema de resistencia sísmica,
(g) las cargas vivas y de acabados supuestas en los cálculos, y
(h) el grupo de uso al cual pertenece la edificación.

A.1.5.2.2 - *Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos* - Los planos arquitectónicos deben ir firmados o rotulados, con un sello seco, por un arquitecto facultado para ese fin y quien obra como diseñador arquitectónico responsable. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño sísmico de los elementos no estructurales, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente. El diseñador de los elementos no estructurales, cuando el diseño sísmico de los elementos no estructurales se realice por un profesional diferente del arquitecto, debe firmar o rotular los planos arquitectónicos generales, además de los de los diseños particulares.

A.1.5.2.3 - *Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales* - Los planos de instalaciones hidráulicas y sanitarias, eléctricas, mecánicas y de instalaciones especiales, deben ir firmados o rotulados, con un sello seco, por profesionales facultados para ese fin. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño de los elementos no estructurales, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente.

A.1.5.3 - MEMORIAS - Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimiento por medio de los cuales se realizaron los diseños.

A.1.5.3.1 - *Memorias estructurales* - Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que realizó el diseño estructural. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas. Cuando se use un equipo de procesamiento automático de información debe entregarse una descripción de los principios bajo los cuales se realiza el diseño y los datos identificables tanto de entrada al procesador automático como los de salida.

A.1.5.3.2 - *Memorias de otros diseños* - Las justificaciones para el grado de desempeño de los elementos no estructurales deben consignarse en una memoria. Esta memoria debe ser elaborada por el profesional responsable de los diseños, ya sea el arquitecto o el diseñador de los elementos no estructurales, y los diseñadores hidráulicos, eléctricos, mecánicos o de instalaciones especiales.

A.1.5.4 - ESTUDIO GEOTECNICO - Para efectos de obtener una licencia de construcción debe presentarse un estudio geotécnico realizado de acuerdo con los requisitos del Título H del presente Reglamento. El estudio geotécnico debe ir firmado por un ingeniero civil facultado para ese fin, y debe hacer referencia a:

(a) lo exigido en A.1.3.2,
(b) a la definición del los efectos locales exigida en A.2.4,
(c) a la obtención de los parámetros del suelo para efectos de la evaluación de la interacción suelo-estructura tal como la define el Capítulo A.7, cuando esta es requerida por el Capítulo A.3, y
(d) a las demás que exija el Título H.

A.1.6 – OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TECNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO

A.1.6.1- NORMAS NTC - Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia.

A.1.6.2 - OTRAS NORMAS - En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials - ASTM) o de otras instituciones, las cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

A.1.6.3 - REFERENCIAS – Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

A.1.7 – SISTEMA DE UNIDADES

A.1.7.1 – SISTEMA METRICO SI – De acuerdo con lo exigido por el Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-98, se ha expedido utilizando el Sistema Internacional de Medidas (SI), el cual es de uso obligatorio en el territorio nacional. Debe consultarse la norma NTC 1000 (ISO 1000), expedida por el ICONTEC, para efectos de la correcta aplicación del Sistema Internacional de Medidas SI. Para efectos de la aplicación práctica del reglamento, se acepta aproximar la aceleración debida a la gravedad a 10 m/s^2 ($\mathbf{g}$ = 9.8 $m/s^2 \cong 10\ m/s^2$).

A.1.7.2 – REFERENCIAS AL SISTEMA METRICO mks – Con el fin de facilitar la transición del sistema de unidades empleado en las antiguas normas sismo resistentes, se han colocado en lugares pertinentes la conversión del sistema de unidades SI al sistema mks (metro-kilográmo fuerza-segundo). La unidades que priman son las unidades del sistema SI y las unidades mks se colocan únicamente como referencia. Se ha colocado un asterisco (*) en el número de las ecuaciones que producen resultados inconsistentes en el sistema mks, y al final de cada Título hay un apéndice en el cual se relacionan las ecuaciones correspondientes en los dos sistemas de unidades. En general todas las ecuaciones en las cuales se utiliza la raíz cuadrada de un esfuerzo, que por definición sigue teniendo unidades de esfuerzo, como es el caso de $\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ en concreto reforzado, $\sqrt{\mathbf{f'_m}}$ en mampostería reforzada, ó $\sqrt{\mathbf{F_y}}$ en estructuras metálicas, producen resultados inconsistentes si se emplean en esfuerzos expresados en el sistema mks (kgf/cm^2), y solo pueden emplearse con esfuerzos expresados en el Sistema Internacional de Medidas (SI).

A.1.7.3 – CAPITULOS DEL REGLAMENTO QUE PERMANECEN EN EL SISTEMA METRICO mks – Los siguientes Capítulos del Titulo F – Estructuras Metálicas, se han mantenido en la presente versión del Reglamento en el sistema mks. Estos Capítulos serán convertidos al sistema SI en futuras ediciones:

Capítulo F.4 *– Estructuras de acero hechas con perfiles laminados o miembros armados; diseño para esfuerzos admisibles*

Capítulo F.5 *– Provisiones sísmicas para edificaciones hechas con perfiles laminados o miembros armados de acero estructural; diseño para esfuerzos admisibles*

Capítulo F.6 *– Diseño de miembros estructurales de acero formados en frío*

Capítulo F.7 *– Aluminio estructural, y sus Apéndices F.7-A a F.7-J*

En los Capítulos relacionados anteriormente, las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se usan en ellos cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando en estas definiciones se diga N (newtons) debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse en los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 como kgf-mm.

CAPITULO A.2
ZONAS DE AMENAZA SISMICA
Y MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO

A.2.0 - NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
S = coeficiente de sitio dado en A.2.4.2.
S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.
T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. (Véase A.2.6).
T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).

A.2.1 - GENERAL

A.2.1.1- MOVIMIENTOS SISMICOS PRESCRITOS - Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el presente Capítulo, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

A.2.1.2 – EFECTOS LOCALES DIFERENTES - Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en el presente Capítulo, si se demuestra que fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos:

A.2.1.2.1 - Cuando las autoridades municipales o distritales han aprobado un estudio de microzonificación sísmica, realizado de acuerdo con el alcance que fija la sección A.2.9, el cual contenga recomendaciones para el lugar donde se adelantará la edificación, ya sea por medio de unos efectos de sitio o formas espectrales especiales.

A.2.1.2.2 - Cuando el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando los requisitos del Apéndice H-1 del Reglamento, o estudios de amplificación de las ondas sísmicas que se realicen de acuerdo con lo prescrito en los ordinales (e) a (i) de la sección A.2.9.3, o estudios especiales referentes a efectos topográficos. Si estos efectos locales particulares se definen utilizando un espectro de diseño, éste debe calcularse para un coeficiente de amortiguamiento igual a 5 por ciento del crítico. Si se definen por medio de familias de acelerogramas, deben cumplirse los requisitos dados en A.2.7.

A.2.1.3- MOVIMIENTOS SISMICOS DIFERENTES - Cuando se utilicen movimientos sísmicos de diseño obtenidos a partir de un valor de A_a diferente del dado en este Reglamento, este valor de A_a, debe ser aprobado por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A.2.2 - MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO

A.2.2.1 - Los movimientos sísmicos de diseño se definen, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a. El valor de este coeficiente, para efectos de este Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3.

A.2.2.2 - Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para A_a el Mapa de la figura A.2-2.

A.2.2.3 - El valor de A_a se obtiene de la tabla A.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2 , para las ciudades capitales de departamento del país utilizando la tabla A.2-2, y para todos los municipios del país en el Apéndice A-3, incluido al final del presente Título.

A.2.3 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están localizadas en el Mapa de la figura A.2-1.

A.2.3.1 - ZONA DE AMENAZA SISMICA BAJA - Es el conjunto de lugares en donde A_a es menor o igual a 0.10.

A.2.3.2 - ZONA DE AMENAZA SISMICA INTERMEDIA - Es el conjunto de lugares en donde A_a es mayor de 0.10 y no excede 0.20.

A.2.3.3 - ZONA DE AMENAZA SISMICA ALTA - Es el conjunto de lugares en donde A_a es mayor que 0.20.

TABLA A.2-1
VALOR DE A_a Y NIVEL DE AMENAZA SISMICA
SEGUN LA REGION DEL MAPA DE LA FIGURA A.2-2

Región Nº	A_a	Amenaza Sísmica
10	0.45	Alta
9	0.40	Alta
8	0.35	Alta
7	0.30	Alta
6	0.25	Alta
5	0.20	Intermedia
4	0.15	Intermedia
3	0.10	Baja
2	0.075	Baja
1	0.05	Baja

TABLA A.2-2
VALOR DE A_a PARA LAS CIUDADES CAPITALES DE DEPARTAMENTO

Ciudad	A_a	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	Alta
Cali	0.25	Alta
Cartagena	0.10	Baja
Cúcuta	0.30	Alta
Florencia	0.20	Intermedia
Ibagué	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	Baja

Manizales	0.25	Alta
Medellín	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	Baja
Mocoa	0.30	Alta
Montería	0.15	Intermedia
Neiva	0.30	Alta
Pasto	0.30	Alta
Pereira	0.25	Alta
Popayán	0.25	Alta
Puerto Carreño	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	Baja
Quibdó	0.30	Alta
Riohacha	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	Intermedia
San José del Guaviare	0.10	Baja
Sincelejo	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	Baja
Villavicencio	0.30	Alta
Yopal	0.20	Intermedia

A.2.4 - EFECTOS LOCALES

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores del coeficiente de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados. En los sitios en donde las propiedades de los suelos no sean conocidas con suficiente detalle, debe usarse el tipo de perfil S_3.

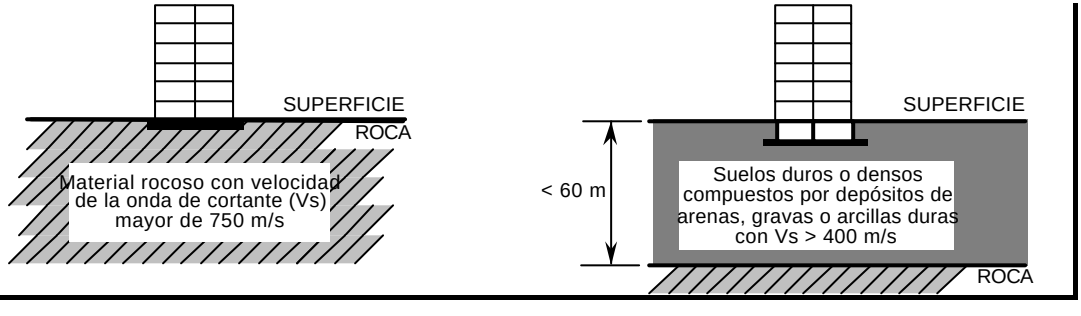
A.2.4.1 - TIPOS DE PERFIL DE SUELO - Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado (Véase la figura A.2-3). La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior (Véase A.2.4.1.6).

A.2.4.1.1 - ***Perfil de suelo*** **S_1** - Es un perfil que tiene las siguientes propiedades:

(a) está compuesto, hasta la superficie, por roca de cualquier característica, que tiene una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 750 metros por segundo, o

(b) perfiles que entre la roca y la superficie están conformados por suelos duros, o densos, con un espesor menor de 60 m, compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/seg.

Figura A.2-3(a) - Perfil S_1

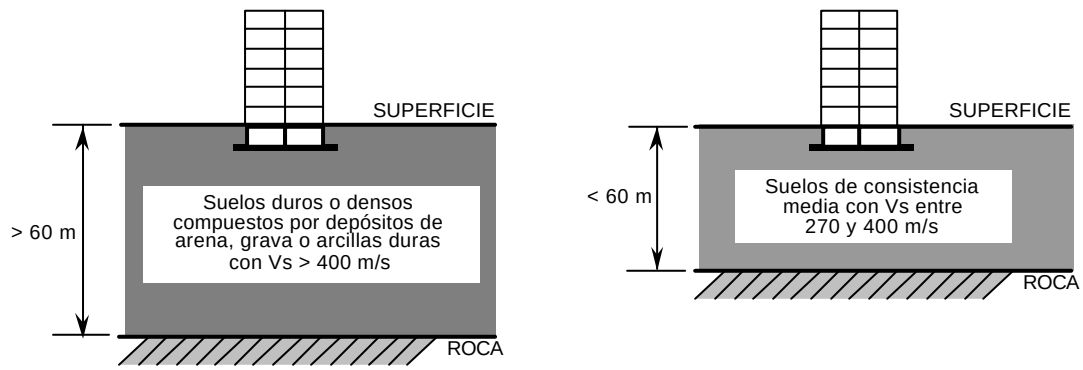


A.2.4.1.2 - *Perfil de suelo* S_2 - Es un perfil que tiene las siguientes propiedades:

(a) perfiles en donde entre la roca y la superficie existen más de 60 m de depósitos estables de suelos duros, o densos, compuestos por depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/s, o

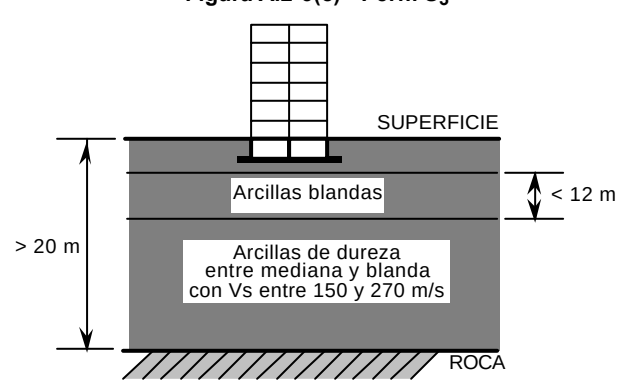
(b) perfiles en donde entre la roca y la superficie existen menos de 60 m de depósitos estables de suelos de consistencia media compuestos por materiales con una velocidad de la onda de cortante cuyo valor está entre 270 y 400 m/seg.

Figura A.2-3(b) - Perfil S_2



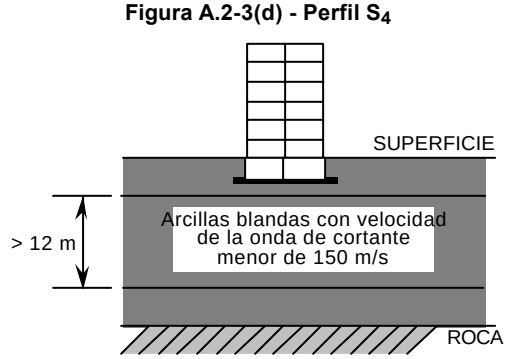
A.2.4.1.3 - *Perfil de suelo* S_3 - Es un perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270 m/s, y que dentro de ellos, en conjunto, hay menos de 12 m de arcillas blandas.

Figura A.2-3(c) - Perfil S_3



A.2.4.1.4 - *Perfil de suelo* S_4 - Es un perfil en donde, dentro de los depósitos existentes entre la roca y la superficie hay más de 12 m de arcillas blandas, caracterizadas por una velocidad de la onda de cortante menor de 150 m/seg.

Figura A.2-3(d) - Perfil S_4



A.2.4.1.5 – *Procedimiento alterno* – Se permite emplear el procedimiento alterno para determinar los efectos locales presentado en el Apéndice H-1 del Reglamento. Cuando se emplee este procedimiento alterno, debe utilizarse el espectro de diseño dado allí.

A.2.4.1.6 - *Estabilidad del depósito de suelo* - Los perfiles de suelo presentados en A.2.4.1.2 a A.2.4.1.5 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y el coeficiente de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

A.2.4.1.7 - *Perfiles provenientes de estudios de microzonificación* - Cuando se hayan realizado estudios de microzonificación, de acuerdo con los requisitos de A.2.9, pueden utilizarse los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en esta sección.

A.2.4.2 - COEFICIENTE DE SITIO - Para tomar en cuenta los efectos locales se utiliza el coeficiente S cuyos valores se dan en la tabla A.2-3.

TABLA A.2-3
VALORES DEL COEFICIENTE DE SITIO, S

Tipo de Perfil de Suelo	Coeficiente de Sitio, S
S_1	1.0
S_2	1.2
S_3	1.5
S_4	2.0

A.2.5 - COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 - GRUPOS DE USO - Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 - *Grupo IV - Edificaciones indispensables* – Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

(a) Hospitales de niveles de complejidad 2 y 3, de acuerdo con la clasificación del Ministerio de Salud, y clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía y atención de urgencias,
(b) edificaciones de centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
(c) edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos, y
(d) en las edificaciones indispensables las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares, a estas edificaciones.

A.2.5.1.2 - *Grupo III - Edificaciones de atención a la comunidad* - Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el Grupo IV. Este grupo debe incluir:

(a) estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,

(b) garajes de vehículos de emergencia,
(c) estructuras y equipos de centros de atención de emergencias, y
(d) aquellas otras que la administración municipal designe como tales.

A.2.5.1.3 - *Grupo* II - *Estructuras de ocupación especial* - Cubre las siguientes estructuras:

(a) edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
(b) guarderías, escuelas, colegios, universidades,
(c) graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
(d) almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
(e) edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
(f) edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 - *Grupo* I - *Estructuras de ocupación normal* - Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos **II**, **III** y **IV**.

A.2.5.2 - COEFICIENTE DE IMPORTANCIA - El Coeficiente de Importancia, **I**, modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. Los valores de **I** se dan en la tabla A.2-4.

TABLA A.2-4
VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.3
III	1.2
II	1.1
I	1.0

A.2.6 - ESPECTRO DE DISEÑO

A.2.6.1 - La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2-4 y se define por medio de la ecuación A.2-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.2 a A.2.6.4. Véase también A.2.4.1.5.

$$S_a = \frac{1.2 A_a S I}{T} \qquad \textbf{(A.2-1)}$$

A.2.6.2 - Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2-2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2-3.

$$T_C = 0.48\, S \qquad \textbf{(A.2-2)}$$

y

$$S_a = 2.5\, A_a\, I \qquad \textbf{(A.2-3)}$$

A.2.6.3 - Para períodos de vibración mayores que T_L, calculados de acuerdo con la ecuación A.2-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2-5.

$$T_L = 2.4\, S \qquad \textbf{(A.2-4)}$$

y

$$S_a = \frac{A_a\, I}{2} \qquad \textbf{(A.2-5)}$$

A.2.6.4 - Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 (T_0 = 0.3 segundos), el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2-6.

$$S_a = A_a\, I\left(1.0 + 5.0\, T\right) \qquad \textbf{(A.2-6)}$$

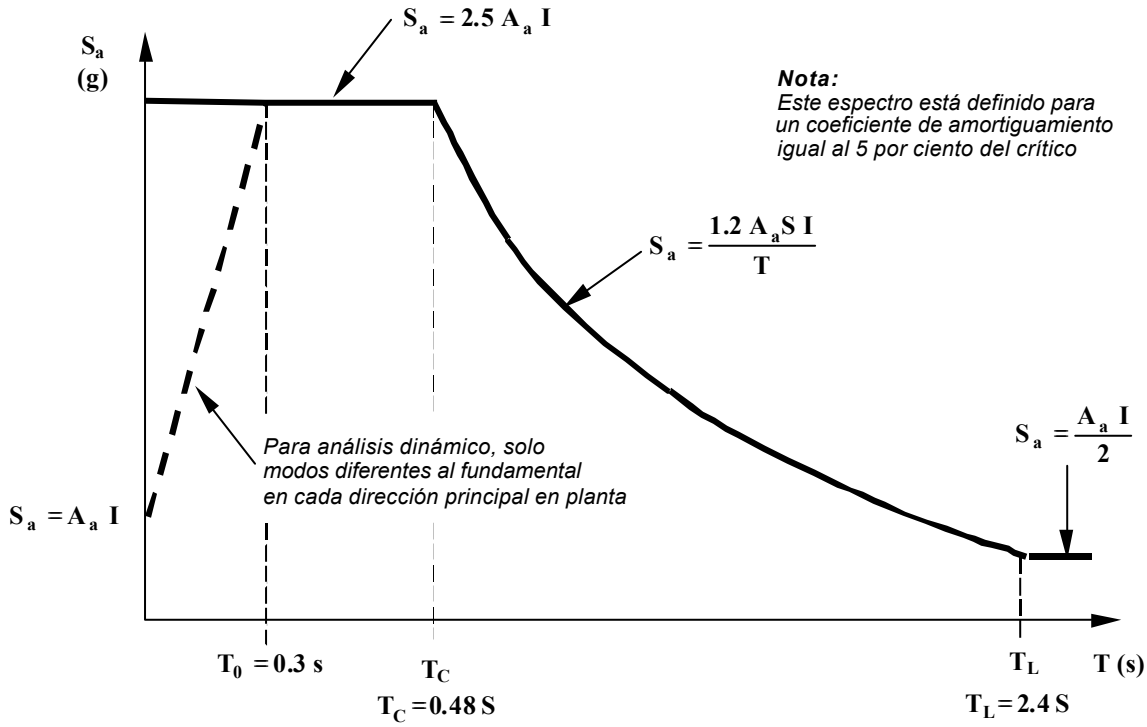


Figura A.2-4 - Espectro Elástico de Diseño

A.2.7 - FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS

A.2.7.1 - Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) deben utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante un mínimo de tres acelerogramas diferentes, todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible,

(b) los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, exceptuando los requisitos de A.2.6.3.

A.2.8 - COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.2.8.1 - Cuando se necesite utilizar la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño en el procedimiento de análisis dinámico, ésta puede tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas. (Véase A.5.4.6).

A.2.9 - ESTUDIOS DE MICROZONIFICACION

A.2.9.1 – Cuando se adelanten estudios de microzonificación sísmica que cumplan con el alcance dado en la sección A.2.9.3, las autoridades municipales o distritales, están facultadas para expedir una reglamentación substitutiva de carácter obligatorio, que reemplace lo indicado en las secciones A.2.4 y A.2.6 del presente Reglamento.

A.2.9.2 - Las capitales de departamento y las ciudades de más de 100 000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, con el fin de tener en cuenta el efecto que sobre las construcciones tenga la

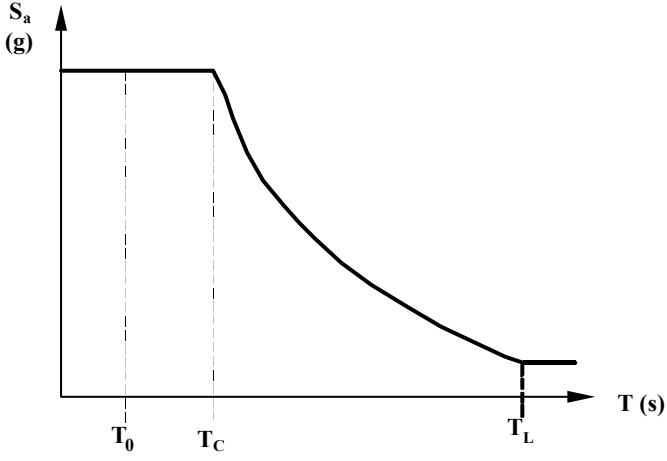
propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes, podrán armonizar las reglamentaciones municipales de ordenamiento del uso de la tierra, con un estudio o estudios de microzonificación sísmica, que cumpla con el alcance dado en la sección A.2.9.3.

A.2.9.3 - El alcance del estudio de microzonificación debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas:

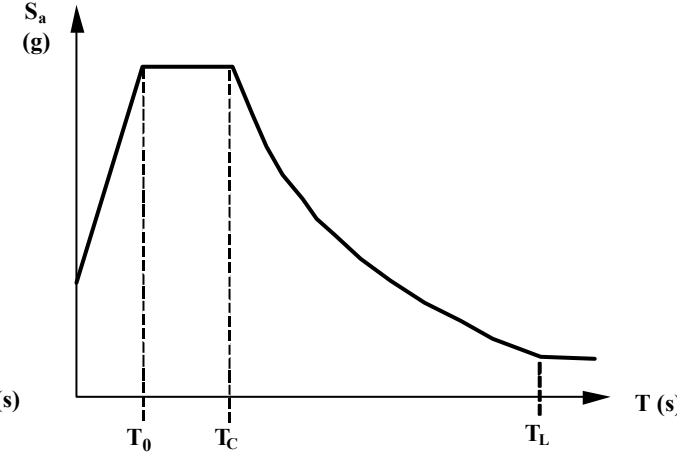
- **(a)** un estudio geológico regional con especial énfasis en la neotectónica regional en el cual se identifiquen las fallas geológicas existentes en la zona,
- **(b)** recopilación de la información sobre la sismicidad regional,
- **(c)** una evaluación de la máxima aceleración horizontal efectiva para una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, con un cubrimiento por incertidumbre en la determinación de la máxima aceleración horizontal efectiva, no menor del 90 por ciento,
- **(d)** opcionalmente, cuando una falla geológica, que el estudio de neotectónica haya definido como activa, esté localizada a menos de cinco km del área que se está microzonificando, ésta puede investigarse por medio de trincheras sísmicas con el fin de intentar establecer los períodos de recurrencia de su actividad y este dato incorporarse en la determinación del valor de la máxima aceleración horizontal efectiva,
- **(e)** aspectos geotécnicos y geológicos locales, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante y la profundidad de la roca base,
- **(f)** estudio de clasificación y características de los suelos, identificando la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación, la cual como mínimo, se debe identificar por medio de correlaciones con el ensayo de penetración estándar,
- **(g)** en zonas de ladera, mediante la evaluación de las condiciones naturales de origen geológico, morfológico y geotécnico, establecer la amenaza potencial de movimientos de masa iniciados por el sismo (debe consultarse A.2.4.1.6),
- **(h)** estudios del comportamiento del módulo dinámico de cortante y la capacidad de amortiguamiento histerético de muestras inalteradas representativas del subsuelo en cuestión; para estos se pueden emplear técnicas tales como ensayos triaxiales cíclicos, estudios de muestras de columna resonante, métodos torsionales u otros que estén respaldados por resultados apropiados,
- **(i)** análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados. De estos estudios se deben deducir los correspondientes espectros que incluyan la amplificación local para que, mediante un análisis cualitativo apropiado, se puedan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo y para las estratigrafías identificadas,
- **(j)** síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les pueda aplicar los valores de amplificación promedio deducidos, estableciendo coeficientes de sitio, $\mathbf{S}$, para cada una de ellas, o valores de $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, tal como los define el Apéndice H-1,
- **(k)** en lo posible, comprobación experimental local de los resultados mediante estudios de respuesta de vibración ambiental, con el fin de establecer la concordancia entre los resultados experimentales y los factores de amplificación obtenidos en (i),
- **(l)** definición de los criterios a emplear en las zonas de transición entre un tipo de comportamiento del suelo y otro,
- **(m)** estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas, y
- **(n)** síntesis de los resultados mediante el establecimiento de zonas menores, las cuales conforman la microzonificación, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Debe ejercerse el mayor criterio en la selección de las dimensiones de las microzonas.

A.2.9.4 – EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, $\mathbf{R}$ – Cuando en el estudio de microzonificación se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, $\mathbf{R_C}$, a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, el cual tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, $\mathbf{R}$ ($\mathbf{R} = \mathbf{f_a}\ \mathbf{f_p}\ \mathbf{R_0}$), para un período igual a $\mathbf{T_0}$ y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2-5. El valor de $\mathbf{R_C}$ está descrito por la ecuación A.2-7:

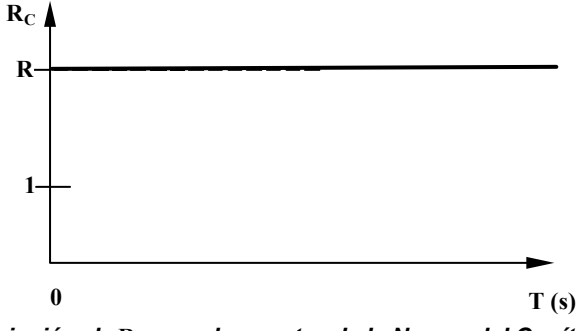
$$\mathbf{R_C = (R - 1)\frac{T}{T_0} + 1 \pounds R} \qquad \textbf{(A.2-7)}$$



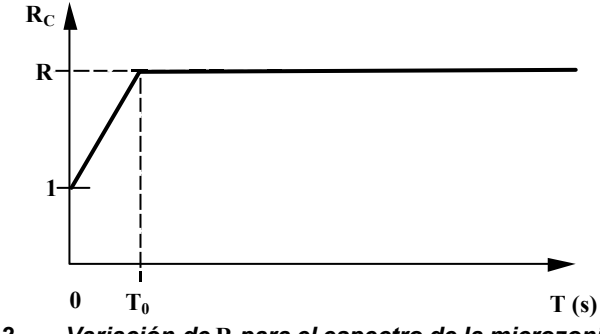
Espectro de la Norma - Capítulo A.2



Espectro de la microzonificación

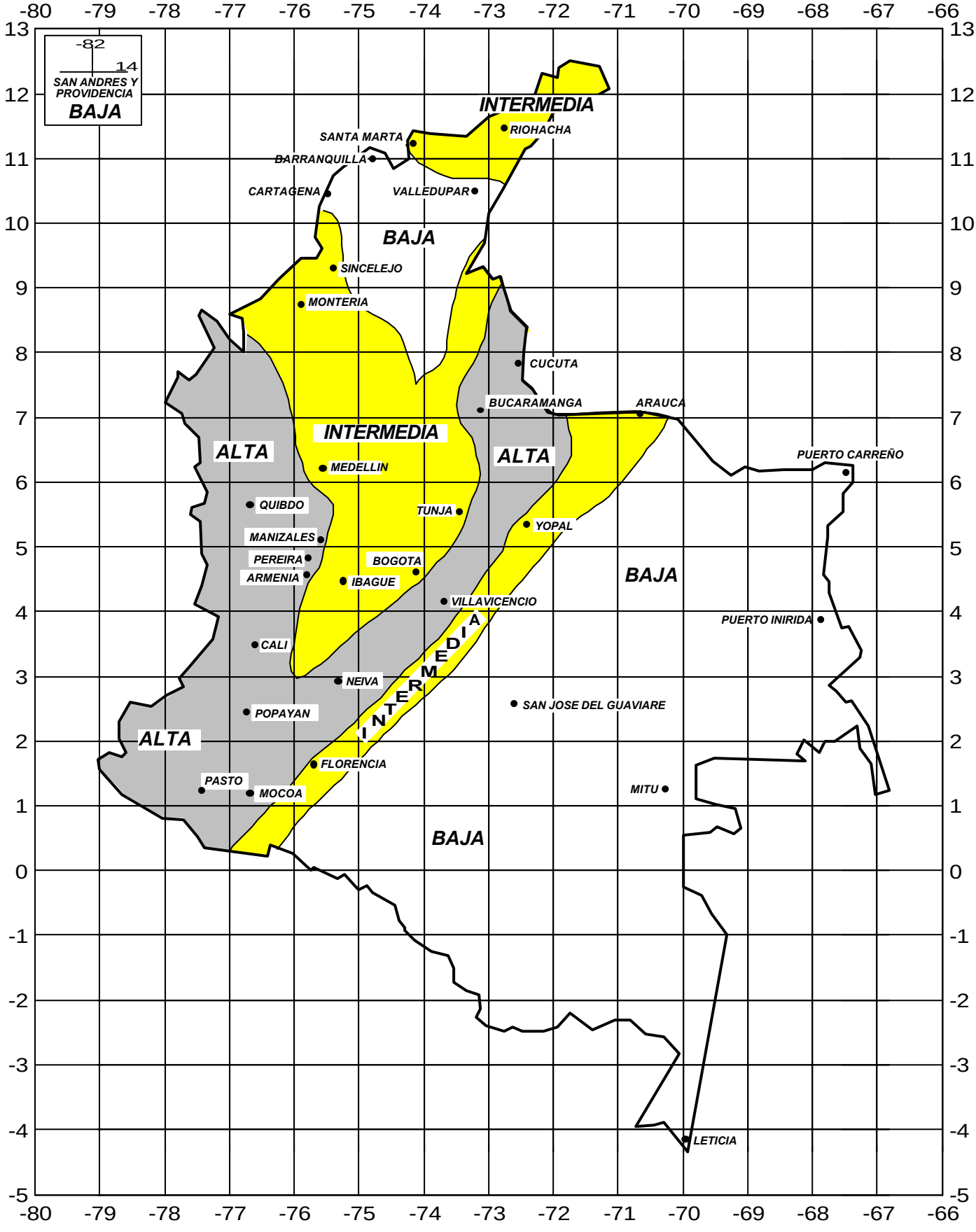


Variación de R *para el espectro de la Norma del Capítulo A.2*

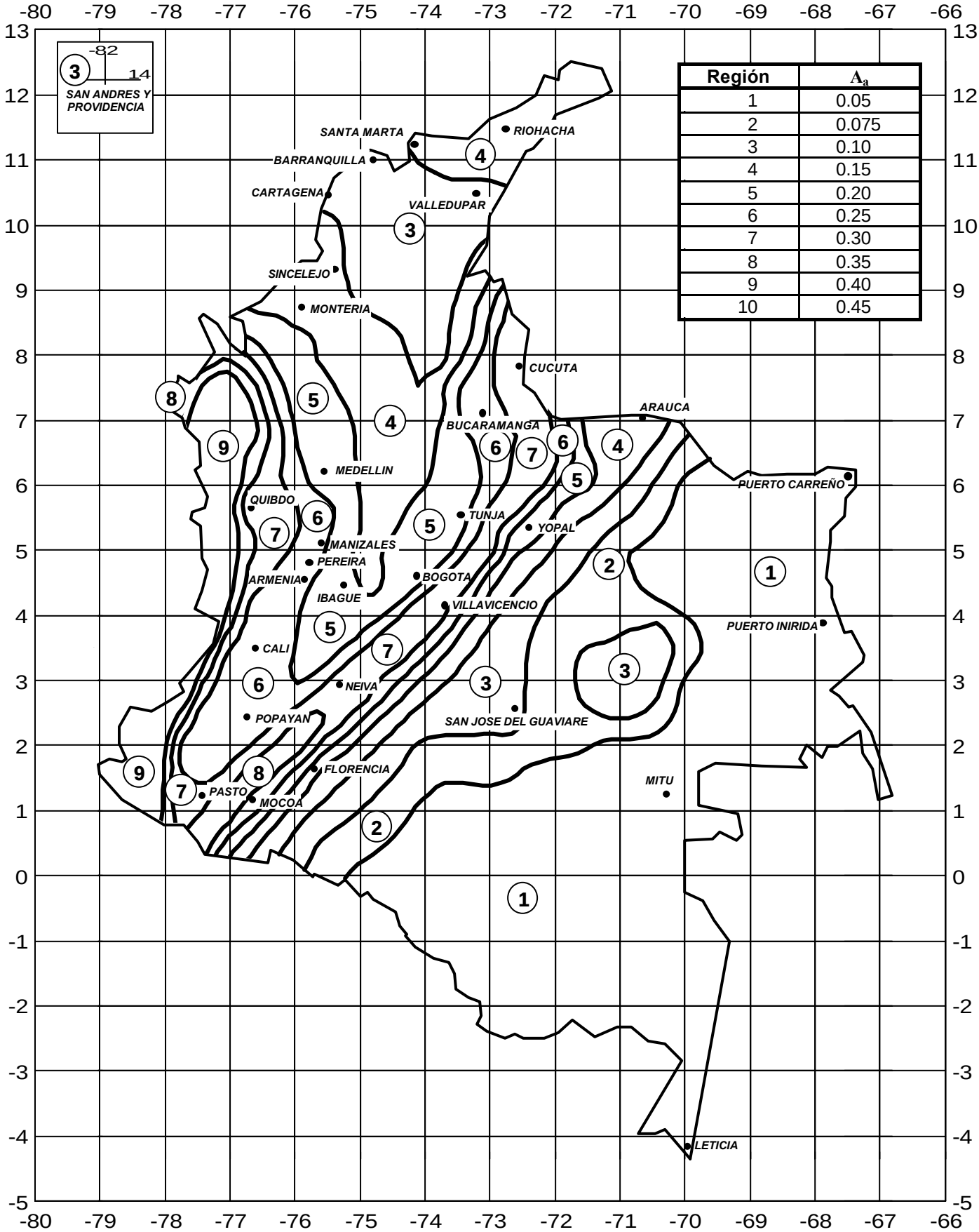


Variación de R *para el espectro de la microzonificación*

Figura A.2-5 – Variación del coeficiente de disipación de energía R



ZONAS DE AMENAZA SISMICA
Figura A.2-1



Región	A_a
1	0.05
2	0.075
3	0.10
4	0.15
5	0.20
6	0.25
7	0.30
8	0.35
9	0.40
10	0.45

MAPA DE VALORES DE A_a

Figura A.2-2

CAPITULO A.3
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.0 – NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
$\mathbf{A_x}$ = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel $\mathbf{x}$, definido en A.3.6.7.
$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E = F_s / R}$)
$\mathbf{F_i}$ = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel $\mathbf{i}$, véase A.3.6.6.
$\mathbf{F_{px}}$ = fuerza horizontal sobre el diafragma del piso $\mathbf{x}$, véase A.3.6.8.
$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2).
$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - $\mathbf{M}$ se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
$\mathbf{M_p}$ = masa de un elemento o componente, en kg.
$\mathbf{m_i}$ = parte de $\mathbf{M}$ que está colocada en el nivel $\mathbf{i}$, en kg. Véase A.4.5.
$\mathbf{m_{px}}$ = masa del diafragma y de los elementos adheridos a él en el nivel $\mathbf{x}$, en kg. Véase A.3.6.8.
$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{V_x}$ = fuerza cortante sísmica en el nivel $\mathbf{x}$. Véase A.3.6.6.
$\mathbf{d_{max}}$ = desplazamiento horizontal máximo en el nivel $\mathbf{x}$. Véase A.3.6.
$\mathbf{d_{prom}}$ = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel $\mathbf{x}$. Véase A.3.6.
$\mathbf{f_a}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.
$\mathbf{f_p}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

A.3.1 - BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.1.1 - **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO** - En A.1.3 se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación. En el Capítulo A.2 se establecen los movimientos sísmicos de diseño. En el presente Capítulo se establecen los tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica, y los diferentes métodos de análisis, los cuales dependen del grado de irregularidad del sistema estructural y, además, permiten determinar el cortante sísmico en la base y su distribución en la altura de la edificación. Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican al sistema estructural de resistencia sísmica escogido. Por medio de un modelo matemático apropiado se determinan las deflexiones de la estructura y las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas. La verificación de derivas se realiza para las deflexiones horizontales de la estructura obtenidas del análisis. Finalmente se efectúa el diseño de los elementos y sus conexiones utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis $\mathbf{F_s}$, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E = F_s / R}$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

A.3.1.2 - **CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURACION** - El sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistema estructurales dados en A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el presente Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado. Los efectos sísmicos sobre los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.8. Los efectos sísmicos sobre los elementos no estructurales deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

A.3.1.3 - **CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MINIMA REQUERIDA** - Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (*DES*, *DMO*, o *DMI*) que debe cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Capítulo A.2. Véanse las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.1.4 - **RESISTENCIA SISMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES** - Dado que los efectos sísmicos pueden ser preponderantes en cualquier dirección horizontal, la estructura debe tener resistencia sísmica en todas las direcciones y por lo tanto el sistema estructural de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad, tanto de la estructura considerada como un todo, como de cada uno de sus elementos, ante movimientos sísmicos que puedan ocurrir en cualquier dirección horizontal.

A.3.1.5 - **TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS** - Las fuerzas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado traspaso de las fuerzas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las fuerzas y movimientos sísmicos.

A.3.1.6 - **SISTEMAS DE RESISTENCIA SISMICA ISOSTATICOS** - En lo posible el sistema estructural de resistencia sísmica debe ser hiperestático. En el diseño de edificaciones donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los miembros o conexiones en la estabilidad de la edificación.

A.3.1.7 - **SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SISMICA PREFABRICADOS** - Pueden construirse edificaciones cuyo sistema de resistencia sísmica esté compuesto por elementos prefabricados. El sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo con este Reglamento usando un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, tal como lo define el Capítulo A.13 igual a uno y medio ($R_0 = 1.5$). Cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia, capacidad de disipación de energía y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas con la estructura construida utilizando uno de los materiales prescritos por este Reglamento, deben cumplirse los requisitos de los Artículos 10 y 12 de la Ley 400 de 1997, pero en ningún caso el valor de R_0 podrá se mayor que el fijado por el presente Reglamento para sistemas de resistencia sísmica construidos monolíticamente con el mismo material estructural. Al respecto debe consultarse A.1.4.2.

A.3.1.8 - **MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO** - Cuando el material estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3 de este Reglamento, para obtener los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo que se emplean en el diseño de los elementos estructurales debe utilizarse un coeficiente de carga de 0.7 como lo presenta B.2.3.

A.3.2 - SISTEMAS ESTRUCTURALES

A.3.2.1 - TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES - Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

> **A.3.2.1.1 - *Sistema de muros de carga*** - Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-1.

A.3.2.1.2 - *Sistema combinado* - Es un sistema estructural, (véase la tabla A.3-2), en el cual:

(a) las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o

(b) las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 - *Sistema de pórtico* - Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la tabla A.3-3.

A.3.2.1.4 - *Sistema dual* - Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.

(b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.

(c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

A.3.2.2 - CLASIFICACION EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES - Toda edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los cuatro sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.2.3 - LIMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES - En las tablas A.3-1 a A.3-4 se dan las alturas máximas, medidas en metros a partir de la base o en número de pisos por encima de la misma, que puede tener cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica prescritos, para cada una de las zonas de amenaza sísmica.

A.3.2.4 - COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA - Cuando se combinen en la altura diferentes sistemas estructurales dentro de una misma edificación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.2.4.1 - *Mínimo valor de* $\mathbf{R}$ - Con la excepción de lo dispuesto en A.3.2.4.2 a A.3.2.4.4, la estructura se clasifica con irregularidad del tipo 5A (tabla A.3-7), y el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, en cualquier dirección y en cualquier nivel, debe ser el menor valor de $\mathbf{R}$ de los sistemas estructurales que se estén combinando por encima de ese nivel y en la dirección considerada. Deben cumplirse los requisitos de diseño exigidos para cada sistema estructural y para cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.

A.3.2.4.2 - *Pisos livianos* - No hay necesidad de aplicar los requisitos de A.3.2.4.1 cuando la masa de los pisos localizados por encima del nivel donde se inicia un sistema estructural sea menor del 10 por ciento de la masa total, $\mathbf{M}$, de la edificación.

A.3.2.4.3 - *Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez* - En estructuras que tengan una parte superior flexible apoyada en una con mayor rigidez y que cumplan los requisitos de la tabla A.3-5, puede utilizarse el procedimiento de diseño indicado allí.

A.3.2.4.4 - *Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez* - Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. En aquellos

casos en que se tenga que recurrir a este tipo de combinación, deben cumplirse los requisitos de la tabla A.3-5.

A.3.2.5 - COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA - Pueden combinarse sistemas estructurales en planta, sin que esto de pié a que la estructura se clasifique como irregular, con las siguientes limitaciones:

(a) los dos sistemas deben coexistir en toda la altura de la edificación, a menos que se cumplan los requisitos de A.3.2.4,

(b) cuando la estructura tiene un sistema de muros de carga únicamente en una dirección, el valor de $\mathbf{R}$ para diseñar la dirección ortogonal, no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema estructural de muros de carga, y

(c) cuando la estructura tiene sistemas diferentes al de muros de carga en ambas direcciones, para el sistema que tiene un mayor valor de $\mathbf{R}$, el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema con el menor valor de $\mathbf{R}$.

A.3.2.6 - ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES - Los elementos estructurales comunes a diferentes sistemas estructurales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos más restrictivos dentro de los sistemas para los cuales son comunes.

A.3.3 - CONFIGURACION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION

A.3.3.1 - GENERAL - Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular de acuerdo con los requisitos de esta sección.

A.3.3.2 - DEFINICION DE LA CONFIGURACION ESTRUCTURAL - Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

A.3.3.3 - REDUCCION DEL VALOR DE $\mathbf{R}$ PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES - Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$ que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por $\mathbf{f_p}$, debido a irregularidades en planta, y por $\mathbf{f_a}$ debido a irregularidades en altura, como indica la ecuación A.3-1.

$$\mathbf{R} = \mathbf{f_a} \times \mathbf{f_p} \times \mathbf{R_0} \qquad \textbf{(A.3-1)}$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de $\mathbf{f_p}$. Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de $\mathbf{f_a}$.

A.3.3.4 - CONFIGURACION EN PLANTA - La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6, donde se definen los valores de $\mathbf{f_p}$.

A.3.3.5 - CONFIGURACION EN LA ALTURA - Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de $\mathbf{f_a}$.

A.3.3.5.1 - *Excepciones a las irregularidades en altura* - Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1A, 2A, ó 3A, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\mathbf{f_a}$ = 1. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la tabla A.3-5.

A.3.3.6 - EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SISMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO $\mathbf{I}$ Y $\mathbf{II}$ - Para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso $\mathbf{I}$ y $\mathbf{II}$, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, la evaluación

para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta del tipo 1P (tabla A.3-6) y en altura del tipo 5A (tabla A.3-7).

A.3.3.7 - EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SISMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO I - Para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta de los tipos 1P, 3P y 4P (tabla A.3-6) y en altura de los tipos 4A y 5A (tabla A.3-7).

A.3.4 - METODOS DE ANALISIS

A.3.4.1 - **METODOS RECONOCIDOS** - Se reconocen los siguientes métodos de análisis del sistema de resistencia sísmica para efectos de su diseño:

- **(a)** método de la fuerza horizontal equivalente**,** el cual está descrito en el Capítulo A.4,
- **(b)** métodos de análisis dinámico elástico**,** de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5,
- **(c)** métodos de análisis dinámico inelástico**,** de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5, y
- **(d)** métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alterno no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5.

A.3.4.2 - METODO DE ANALISIS A UTILIZAR - Como mínimo deben emplearse los siguientes métodos de análisis:

A.3.4.2.1 - *Método de la fuerza horizontal equivalente* - Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- **(a)** todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,
- **(b)** todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso **I**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,
- **(c)** edificaciones regulares, de menos de 20 niveles ó 60 m de altura medidos desde la base, lo menor, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo S_4, con periodos de vibración mayores de 0.7 segundos,
- **(d)** edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ó 18 m de altura medidos a partir de la base, lo menor,
- **(e)** estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

A.3.4.2.2 - *Método del análisis dinámico elástico* - Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

- **(a)** edificaciones de más de 20 niveles o 60 m de altura, lo menor, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b),
- **(b)** edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1A, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5,
- **(c)** edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3,
- **(d)** edificaciones de más de 5 niveles o 20 m de altura, lo menor, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3,
- **(e)** estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo S_4 y que tengan un período mayor de 0.7 segundos. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7.

A.3.4.2.3 - *Método del análisis dinámico inelástico* - Puede utilizarse el método del análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador, se presenten variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo sea posible identificar por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo A.5.

A.3.4.3 - RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS - Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para el diseño sísmico deben ser definidas por el ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, teniendo en cuenta los preceptos dados para cada material estructural en el Título correspondiente de este Reglamento.

A.3.5 - REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

A.3.5.1 - Los requisitos especiales para el diseño y los detalles propios de cada material estructural se dan para el grado de capacidad de disipación de energía; mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) o especial (*DES*), que se requiera del material y para cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.6 - EFECTOS SISMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.6.1 - GENERALIDADES - Todos los elementos estructurales deben diseñarse para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar, tal como lo prescribe el Título B de este Reglamento.

A.3.6.1.1 - *Elementos del sistema de resistencia sísmica* - Solamente los elementos que pertenezcan al sistema estructural de resistencia sísmica pueden contribuir a la resistencia sísmica de la edificación y deben diseñarse de acuerdo con los requisitos propios de su material estructural y para el grado de capacidad de disipación de energía requerido, además de los requisitos adicionales dados en la presente sección.

A.3.6.1.2 - *Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica* - Los elementos estructurales que no formen parte del sistema estructural de resistencia sísmica, deben investigarse con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas, causados por los movimientos sísmicos de diseño, pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de capacidad de disipación de energía mínimo para su material estructural. Sus anclajes y amarres al sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados en la presente sección y en el Capítulo A.8.

A.3.6.2 - COMBINACION DE LOS EFECTOS DE CARGA - Los coeficientes de carga que deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y de fuerzas sísmicas se establecen en el Título B de este Reglamento. Debe tenerse en cuenta que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo éste Reglamento, están definidas al nivel de resistencia, por lo tanto ya están mayoradas.

A.3.6.3 - DIRECCION DE APLICACION DE LAS FUERZAS SISMICAS - Con la excepción de lo dispuesto en A.3.6.3.1, puede suponerse que el efecto crítico sobre una edificación, causado por la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas se ha tomado en cuenta si todos los elementos se diseñan para el 100% de las fuerzas sísmicas actuando no simultáneamente en las dos direcciones principales. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Reglamento.

A.3.6.3.1 - *Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales* - Debe tenerse en cuenta el efecto de las fuerzas sísmicas actuando en una dirección diferente a la de los ejes principales de la edificación, de acuerdo con A.3.6.3.2, en los siguientes casos:

- **(a)** en estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 5P, tal como se definen en la tabla A.3-6,
- **(b)** en estructuras que tienen en sus dos ejes principales irregularidades en planta del tipo 1P, tal como se definen en la tabla A.3-6, y
- **(c)** en las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

A.3.6.3.2 - *Efectos ortogonales* - Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

A.3.6.4 - AMARRES Y CONTINUIDAD - Todos los elementos estructurales deben interconectarse. La conexión y los elementos conectores deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas inducidas por las partes que conectan; además de los requisitos del Capítulo A.8, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.6.4.1 - *Partes de la edificación* - Cualquier parte o porción de la edificación debe estar vinculada y amarrada al resto de la edificación por medio de elementos de conexión cuya resistencia, como mínimo, debe ser $(0.40A_a\,g)$ veces la masa de la parte o porción.

A.3.6.4.2 – *Vigas de amarre en la cimentación* - Los elementos de cimentación, tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons", etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de $(0.25A_a)$ veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en A.3.7.

A.3.6.5 - ELEMENTOS COLECTORES - Deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la edificación hasta el elemento vertical del sistema de resistencia sísmica que resiste esas fuerzas.

A.3.6.6 - DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO - La fuerza cortante, V_x, en el nivel x, debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad \textbf{(A.3-2)}$$

La fuerza cortante, V_x, y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en cuenta la rigidez del diafragma.

A.3.6.7 - TORSION EN EL PISO - En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, de acuerdo con los requisitos de A.3.6.7.1 a A.3.6.7.3, considerando que estos provienen, o bien, de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o bien debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano.

A.3.6.7.1 - *Torsión accidental* - Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1P, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x, determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{d_{max}}{1.2\, d_{prom}}\right]^2 \leq 3.0 \qquad \textbf{(A.3-3)}$$

A.3.6.7.2 - *Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez* - Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

(a) ***Diafragma flexible*** - El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_s, es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.

(b) ***Diafragma rígido en su propio plano*** - El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

A.3.6.7.3 - *Torsión de diseño* - El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel.

A.3.6.8 - DIAFRAGMAS - En el diseño de los pisos y cubiertas que actúan como diafragmas debe tenerse en cuenta lo siguiente:

A.3.6.8.1 - La deflexión en el plano del diafragma no debe exceder la deflexión permisible de los elementos que estén adheridos a él. La deflexión permisible debe ser aquella que permita a los elementos adheridos mantener su integridad estructural bajo las fuerzas impuestas.

A.3.6.8.2 - Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas que se determinan por medio de la siguiente ecuación:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} m_i} m_{px} \qquad \textbf{(A.3-4)}$$

No hay necesidad de que la fuerza F_{px} obtenida de la ecuación A.3-4 exceda $(0.75\, A_a\, g\, I\, m_{px})$, pero no debe ser menor de $(0.35\, A_a\, g\, I\, m_{px})$. Cuando el diafragma debe transmitir fuerzas provenientes de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por encima del diafragma, a elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por debajo del diafragma, debido a desplazamientos en la localización de los elementos, o por cambios en la rigidez de los elementos verticales, las fuerzas correspondientes se deben adicionar a las obtenidas por medio de la ecuación A.3-4.

A.3.6.8.3 - Los diafragmas que den apoyo a muros de concreto reforzado o de mampostería, deben tener amarres continuos entre los diferentes elementos del diafragma con el fin de distribuir las fuerzas de anclaje especificadas en A.3.6.10.

A.3.6.8.4 - Las conexiones del diafragma a los elementos verticales o a los elementos colectores, o entre elementos colectores, en estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta de los tipos 1P, 2P, 3P ó 4P (tabla A.3-6), deben diseñarse para las fuerzas sísmicas correspondientes, multiplicadas por 1.25.

A.3.6.8.5 - En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta del tipo 2P (tabla A.3-6), los elementos del diafragma deben diseñarse considerando movimientos independientes de las alas que se proyectan hacia afuera de la estructura. Cada uno de los elementos del diafragma debe diseñarse para la condición más severa producida por el movimiento de las alas del diafragma en la misma dirección, o en direcciones opuestas.

A.3.6.9 - ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE - La resistencia y rigidez de los elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica que se encuentren localizados entre la base y la cimentación no deben ser menores que las de la superestructura. Los elementos localizados entre la base y la cimentación deben tener el mismo grado de capacidad de disipación de energía de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

A.3.6.10 - MUROS ESTRUCTURALES - Los muros estructurales de concreto o mampostería, exteriores e interiores, deben amarrarse a bs diafragmas o cubiertas que les provean apoyo lateral, por medio de anclajes diseñados para resistir una fuerza horizontal que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza debe ser igual a A_a veces $M_p\, g$, pero no menor que $0.10\, M_p\, g$, donde M_p es la masa del tramo de muro considerado.

A.3.6.11 - ESTRUCTURAS DE TIPO PENDULO INVERTIDO - Estas son estructuras donde el sistema de resistencia sísmica actúa como uno o varios voladizos aislados y un porcentaje muy alto de la masa se encuentra concentrada en la parte superior de la estructura. Las columnas o pilares de apoyo de las estructuras de tipo péndulo invertido deben diseñarse para un diagrama de momentos flectores que inicia en la base con un valor determinado de acuerdo con los

procedimientos establecidos en el Capítulo A.4 y varía uniformemente hasta llegar a la mitad de este valor en la parte superior. Véase la tabla A.3-3 para efectos de los sistemas estructurales permitidos.

A.3.6.12 - ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS - En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuando se presenten discontinuidades en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tales como las descritas en las irregularidades en planta tipo 4P (tabla A.3-6) y en altura tipo 4A (tabla A.3-7), o en cualquier zona de amenaza sísmica, cuando una estructura rígida se apoye sobre una estructura con menor rigidez como se indica en la Tabla A.3-5, deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) las fuerzas axiales mayoradas de las columnas que sostengan los elementos que se suspenden se deben obtener utilizando las combinaciones de carga apropiadas de las dadas en B.2.4, utilizando un coeficiente de carga igual a $0.4R$, pero no menor de 1.0, en las combinaciones que incluyan fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, en vez del coeficiente 1.0 prescrito allí,

(b) debe garantizarse que los elementos, tales como vigas, que llevan estas fuerzas axiales hasta las columnas que las soportan sean capaces de resistirlas,

(c) las columnas deben diseñarse para las fuerzas axiales mayoradas como se indica en el literal (a), acompañadas de los momentos obtenidos del análisis, los cuales se mayoran utilizando las combinaciones de carga normales prescritas en B.2.4,

(d) las columnas deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos del grado especial de capacidad de disipación de energía (*DES*) del material correspondiente.

Cuando el diseño de las columnas que soportan el elemento que se suspende se realiza utilizando el método de esfuerzos de trabajo prescrito en B.2.3, las fuerzas axiales de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo se deben multiplicar por $0.3R$, pero no menos de 0.7, en vez del coeficiente 0.7 prescrito allí.

A.3.6.13 - EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES - En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, deben tenerse en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los siguientes elementos estructurales:

(a) en los voladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia, y

(b) en los elementos construidos con concreto preesforzado, deben utilizarse combinaciones de carga adicionales a todas aquellas que incluyan carga muerta, utilizando el 50 por ciento de la carga muerta.

A.3.7 - FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.7.1 - **SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA** - Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s / R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($R = f_a\ f_p\ R_0$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

A.3.7.2 - **CIMENTACION** - Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplea el procedimiento indicado en A.3.7.1, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas

reducidas de diseño, E_r. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.3.8 – ESTRUCTURAS AISLADAS SISMICAMENTE EN SU BASE

A.3.8.1 - Se permite el empleo de estructuras aisladas sísmicamente en su base, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los tres documentos siguientes:

(a) "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings – Provisions and Commentary*", 1994 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 222A, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, May 1995,

(b) "*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*", ANSI/ASCE 7-95, American Society of Civil Engineers, New York, NY, USA, June 1996, o

(c) "*Uniform Building Code - 1997*", UBC-97, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, USA, April 1997.

A.3.8.2 – En el diseño y construcción de estructuras aisladas sísmicamente en su base, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

A.3.8.3 - La construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

Tabla A.3-1
SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CARGA (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor de R_0 (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
			alta		intermedia		baja	
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema de resistencia para cargas verticales**		**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	**5.0**	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales								
a. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**7.0**	si	72 m	si	sin límite	si	sin límite
b. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**5.0**	no se permite		si	72 m	si	sin límite
c. muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	**2.5**	no se permite		no se permite		si	45 m
d. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	el mismo	**4.5**	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
e. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	el mismo	**3.5**	si	30 m	si	40 m	si	sin límite
f. muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical (*DMI*)	el mismo	**2.5**	Grupo **I**	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. muros de mampostería confinada (*DMO* - capacidad moderada de disipación de energía)	el mismo	**1.5**	Grupo **I** y **II**	15 m	Grupo **I** y **II**	18 m	Grupo **I** y **II**	21 m
h. muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* - capacidad especial de disipación de energía)	el mismo	**4.0**	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
i. muros de mampostería no reforzada (*DMI* - no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	**1.0**	no se permite		no se permite		Grupo **I** (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)								
a. pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (*DES*)	el mismo	**5.0**	si	24 m	si	30 m	si	sin límite
b. pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**3.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. pórticos de madera con diagonales	el mismo	**2.0**	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:

1 - El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.

2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por f_a y por f_p para obtener $R = f_p\ f_a\ R_0$ (Véase A.3.3.3).

3 - La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso **I**, de uno y dos pisos.

4 – En sistemas prefabricados debe emplearse R_0 = 1.5. Véase A.3.1.7.

Tabla A.3-2
SISTEMA ESTRUCTURAL COMBINADO (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor de R_0 (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
			alta		intermedia		baja	
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema de resistencia para cargas verticales**		**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas								
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero estructural resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**7.0**	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero estructural no resistentes a momentos	**6.0**	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Muros estructurales								
a. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**7.0**	si	72 m	si	sin límite	si	sin límite
b. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**5.0**	no se permite		si	72 m	si	sin límite
c. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.5**	no se permite		no se permite		si	72 m
e. muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	no se permite		no se permite		si	18 m
f. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	si	30 m	si	45 m	si	45
g. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**3.5**	si	30 m	si	45 m	si	45
h. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	45
i. muros de mampostería confinada (*DMO* – capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**1.5**	no se permite		Grupo **I**	18 m	Grupo **I**	21 m
j. muros de mampostería confinada (*DMO* – capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**1.5**	no se permite		no se permite		Grupo **I**	18 m
k. muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* - capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**4.0**	no se permite		si	30 m	si	45
l. muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* - capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	no se permite		no se permite		si	45
3. Pórticos con diagonales concéntricas								
a. pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero estructural no resistentes a momentos	**5.0**	si	30 m	si	45 m	si	60 m
c. pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:

1 - El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: **(a)** las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o **(b)** las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por f_a y por f_p para obtener $R = f_p\ f_a\ R_0$ (Véase A.3.3.3).

3 - Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celulado.

4 – En sistemas prefabricados debe emplearse R_0 = 1.5. Véase A.3.1.7.

Tabla A.3-3
SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICO (Nota 1)

C. SISTEMA DE PORTICO		Valor de R_0 (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
			alta		intermedia		baja	
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema de resistencia para cargas verticales**		**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)								
a. de concreto (*DES*)	el mismo	**7.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. de acero (*DES*)	el mismo	**7.0** (Nota-3)	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)								
a. de concreto (*DMO*)	el mismo	**5.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. de acero (*DMO*)	el mismo	**5.0** (Nota-3)	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)								
a. de concreto (*DMI*)	el mismo	**2.5**	no se permite		no se permite		si	sin límite
b. de acero (*DMI*)	el mismo	**3.5** (Nota-3)	no se permite		no se permite		si	sin límite
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)								
a. de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**2.5**	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	**1.5**	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido								
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**2.5** (Nota-3)	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**1.5** (Nota-3)	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Notas:

1 - El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.

2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por f_a y por f_p para obtener $R = f_p\ f_a\ R_0$ (Véase A.3.3.3).

3 - Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.

4 – En sistemas prefabricados debe emplearse R_0 = 1.5. Véase A.3.1.7.

Tabla A.3-4
SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor De R_0 (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
			alta		intermedia		baja	
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema de resistencia para cargas verticales**		**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**	**uso permit**	**altura max**
1. Muros estructurales								
a. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**5.5**	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**5.5**	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas								
a. pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	no se permite		si	60 m	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas								
a. de acero con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**6.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. de acero con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**5.0**	no se permite		si	60 m	si	sin límite
d. de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**4.0**	no se permite		si	24 m	si	30 m

Tabla A.3-4 (Continuación)
SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

Notas:

1 - El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: **(a)** El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. **(b)** Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. **(c)** Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

2 - Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de $\mathbf{R_0}$ debe multiplicarse por $\mathbf{f_a}$ y por $\mathbf{f_p}$ para obtener $\mathbf{R} = \mathbf{f_p}\ \mathbf{f_a}\ \mathbf{R_0}$ (Véase A.3.3.3).

3 – En sistemas prefabricados debe emplearse $\mathbf{R_0}$ = 1.5. Véase A.3.1.7.

Tabla A.3-5
Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	
Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones: **(a)** ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3, **(b)** el promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y **(c)** el período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base. Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular y deben seguirse los requisitos de A.3.3.	Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular ($\mathbf{f_p} = \mathbf{f_a} = 1.0$), y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, de la siguiente manera: **(1)** La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de $\mathbf{R_0}$ para su sistema estructural **(2)** La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de $\mathbf{R_0}$ para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de $\mathbf{R_0}$ para la parte superior y el valor de $\mathbf{R_0}$ de la parte inferior.
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	
Cubre edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistemas estructural más rígido que el que llega a base de la estructura. Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. En aquellos casos en que se tenga que recurrir a este tipo de combinación, la estructura se considera como irregular y deben cumplirse los requisitos especiales dados aquí:	**(1)** La parte superior rígida debe diseñarse usando el valor apropiado de $\mathbf{R_0}$ para su sistema estructural, afectado por los coeficientes $\mathbf{f_p}$ y $\mathbf{f_a}$ que le correspondan a esta porción de la estructura considerada como una estructura separada, siguiendo los requisitos de A.3.3.3. **(2)** El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, que se aplica a la parte inferior de menor rigidez, debe ser dos tercios (2/3) del menor valor de $\mathbf{R_0}$ de los sistemas estructurales que se combinan, utilizando para esta porción $\mathbf{f_p} = \mathbf{f_a} = 1.0$. **(3)** El sistema flexible que da apoyo debe ser un sistema de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), indistintamente de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación. **(4)** El entrepiso de transición debe ser un diafragma rígido en su propio plano. **(5)** Las fuerzas internas (momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) que tenga el sistema rígido en el punto en que se suspende, deben ser resistidas en su totalidad por el elemento o elementos que lo soportan. Debe tenerse especial cuidado con la resistencia a los momentos de vuelco impuestos por los elementos del sistema rígido a los elementos del sistema flexible. Además deben cumplirse los requisitos de A.3.6.12.

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	f_p	Referencias
1P	***Irregularidad torsional*** La irregularidad torsional existe cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	***Retrocesos excesivos en las esquinas*** La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	***Discontinuidades en el diafragma*** Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	***Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales*** La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	***Sistemas no paralelos*** Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Notas:

1 – En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1P, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).

2 – En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 1P (Véase A.3.3.6).

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	f_a	Referencias
1A	***Piso flexible (Irregularidad en rigidez)*** Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	***Irregularidad en la distribución de las masas*** Cuando la masa, m_i, de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	***Irregularidad geométrica*** Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	***Desplazamientos dentro del plano de acción*** La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5A	***Piso débil – Discontinuidad en la resistencia*** Cuando la resistencia del piso es menor del 70 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Notas:

1– Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1A, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).

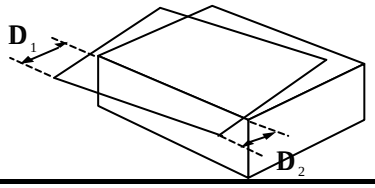
2 – En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A y 5A (Véase A.3.3.7).

3 – En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5A (Véase A.3.3.6).

IRREGULARIDADES EN PLANTA - FIGURA A.3-1

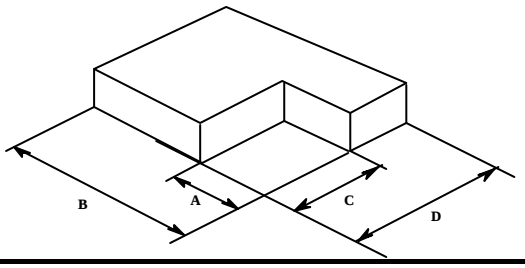
Tipo 1P - Irregularidad torsional - $f_p = 0.9$

$$D_1 > 1.2\left(\frac{D_1 + D_2}{2}\right)$$



Tipo 2P – Retrocesos en las esquinas - $f_p = 0.9$

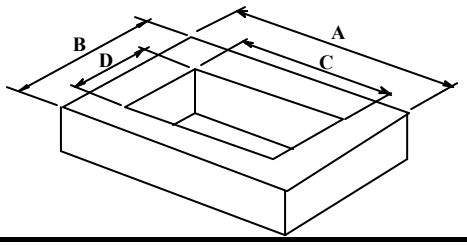
$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

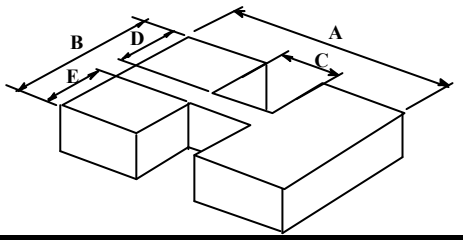


Tipo 3P - Irregularidad del diafragma - $f_p = 0.9$

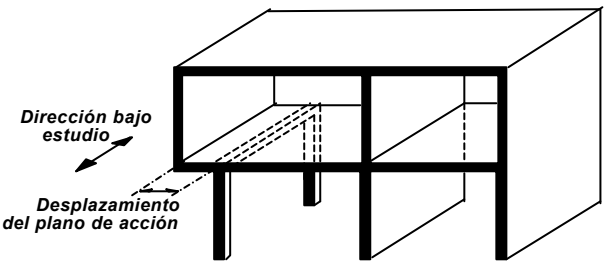
1) $C \times D > 0.5A \times B$

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$

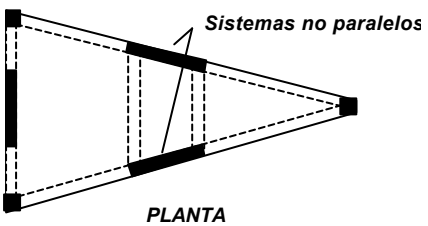




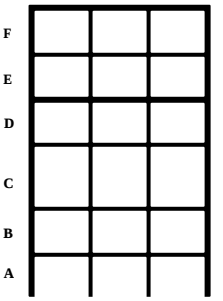
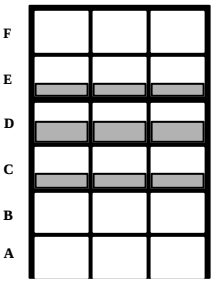
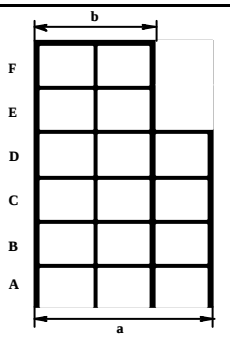
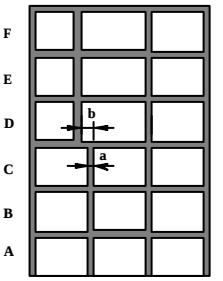
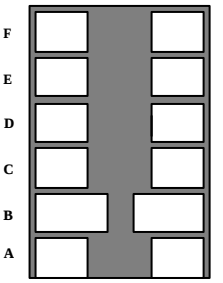
Tipo 4P - Desplazamiento de los planos de Acción - $f_p = 0.8$



Tipo 5P - Sistemas no paralelos - $f_p = 0.9$



IRREGULARIDADES EN LA ALTURA - FIGURA A.3-2

Tipo 1A - Piso flexible - f_a = 0.9 **Rigidez K_C < 0.70 Rigidez K_D** **o** **Rigidez K_C < 0.80 $(K_D+K_E+K_F)$ /3**	
Tipo 2A – Distribución masa - f_a = 0.9 **m_D > 1.50 m_E** **o** **m_D > 1.50 m_C**	
Tipo 3A – Geométrica - f_a = 0.9 **a > 1.30 b**	
Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción - f_a = 0.8 **b > a**	
Tipo 5A - Piso débil - f_a = 0.8 **Resistencia Piso B < 0.70 Resistencia Piso C**	

CAPITULO A.4
METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.4.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_c}$ = suma de las áreas efectivas de los muros estructurales en el primer nivel de la estructura, en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.

$\mathbf{A_e}$ = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.

$\mathbf{C_t}$ = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2

$\mathbf{C_{vx}}$ = coeficiente definido en A.4.3.

$\mathbf{D_e}$ = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.

$\mathbf{F_i}$, $\mathbf{F_x}$ = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles **i** o **x** respectivamente. Véase A.4.3.

$\mathbf{f_i}$ = fuerza sísmica horizontal en el nivel **i** para ser utilizada en la ecuación A.4-1.

$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad (**9.8** m/s²).

$\mathbf{h_i}$, $\mathbf{h_x}$ = altura en metros, medida desde la base, del nivel **i** o **x**. Véase A.4.3.2.

$\mathbf{h_n}$ = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio. Véase A.4.2.2.

$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

$\mathbf{k}$ = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.

$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).

$\mathbf{m_i}$, $\mathbf{m_x}$ = parte de **M** que está colocada en el nivel **i** o **x** respectivamente

$\mathbf{S_a}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración **T**. Está definido en A.2.6.

$\mathbf{T}$ = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.

$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.

$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.

$\mathbf{d_i}$ = desplazamiento horizontal del nivel **i** con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales $\mathbf{f_i}$, para ser utilizado en la ecuación A.4-1.

A.4.1 - GENERAL

A.4.1.1 - Los requisitos de este Capítulo controlan la obtención de las fuerzas sísmicas horizontales de la edificación y el análisis sísmico de la misma, de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo A.3 para la utilización del método de la fuerza horizontal equivalente.

A.4.2 - PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACION

A.4.2.1 - El valor del período fundamental de la edificación, **T**, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2p\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_i d_i^2\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(f_i d_i\right)}} \qquad \textbf{(A.4-1)}$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones A.4-6 y A.4-7, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, d_i, deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i. El valor de T no puede exceder $1.2T_a$, donde T_a se calcula de acuerdo con la ecuación A.4-2.

A.4.2.2 - Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a, que se obtenga por medio de la ecuación A.4-2.

$$T_a = C_t\, h_n^{3/4} \qquad \textbf{(A.4-2)}$$

donde C_t toma los siguientes valores:

C_t = **0.08** para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado y para pórticos de acero estructural con diagonales excéntricas.

C_t = **0.09** para pórticos resistentes a momentos de acero estructural.

C_t = **0.05** para los otros tipos de sistema de resistencia sísmica.

Alternativamente, el valor de C_t para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, puede calcularse por medio de la ecuación A.4-3:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \leq 0.07 \qquad \textbf{(A.4-3)}$$

y el valor de A_c puede determinarse por medio de la ecuación A.4-4:

$$A_c = \sum \left[A_e \left(0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right) \right] \qquad \textbf{(A.4-4)}$$

El valor de D_e/h_n utilizado en la ecuación A.4-4 no debe exceder **0.9**.

A.4.3 - FUERZAS SISMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 - El cortante sísmico en la base, V_s, equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a\, g\, M \qquad \textbf{(A.4-5)}$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el período T de la edificación.

A.4.3.2 - La fuerza sísmica horizontal, F_x, en cualquier nivel x, para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}\, V_s \qquad \textbf{(A.4-6)}$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x\, h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} \left(m_i\, h_i^k \right)} \qquad \textbf{(A.4-7)}$$

donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T, de la edificación de la siguiente manera:

(a) para $\mathbf{T}$ menor o igual a $\mathbf{0.5}$ segundos, $\mathbf{k = 1.0}$,
(b) para $\mathbf{T}$ entre $\mathbf{0.5}$ y $\mathbf{2.5}$ segundos, $\mathbf{k = 0.75 + 0.5\,T}$, y
(c) para $\mathbf{T}$ mayor que $\mathbf{2.5}$ segundos, $\mathbf{k = 2.0}$.

A.4.4 - ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

A.4.4.1 - El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos de A.4.3, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:

(a) las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez,
(b) el efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entrepisos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica,
(c) las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas,
(d) los efectos torsionales prescritos en A.3.6.7,
(e) los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica prescritos en A.3.6.3,
(f) en estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y
(g) deben consultarse lo requisitos de A.3.4.3.

A.4.4.2 - Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:

(a) los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados en el Capítulo A.6,
(b) la distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica,
(c) los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y
(d) las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica.

A.4.5 – USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPITULO

En el Sistema Internacional de Medidas (SI) el kg (kilogramo) es una unidad de masa, por lo tanto la masa de la estructura se debe expresar en kg. Aplicando la 2ª Ley de Newton que dice que la fuerza inercial es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración; si la masa está sometida a una aceleración en m/s^2, se obtiene una fuerza cuyas unidades son ($kg \cdot m / s^2$). Por definición, en el sistema SI la unidad de fuerza es un newton (N) y corresponde a la fuerza inercial de una masa de 1 kg sometida a una aceleración de 1 m/s^2 ($1\ N = 1\ kg \cdot 1\ m/s^2$). Entonces, si la masa se expresa en kg y las aceleraciones en m/s^2, se obtiene fuerzas inerciales en newtons.

La ecuación A.4-5 es una aplicación de la 2ª Ley de Newton y se emplea para determinar las fuerzas inerciales horizontales que producen los movimientos del terreno causados por el sismo de diseño. El valor de la aceleración horizontal máxima que tiene el terreno donde se apoya la estructura, se lee del espectro de aceleraciones, $\mathbf{S_a}$, definido en el Capítulo A.2 para el período fundamental de vibración de la estructura $\mathbf{T}$. El espectro $\mathbf{S_a}$ es adimensional, y corresponde a la aceleración horizontal que impone el sismo en la base de la estructura, expresada como una fracción de la gravedad, por lo tanto para obtener la aceleración en m/s^2, debe multiplicarse por la aceleración de la gravedad, $\mathbf{g}$ ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2). Al utilizar la ecuación A.4-5, si la masa total de la edificación, $\mathbf{M}$, se expresa en kg, entonces la totalidad de las fuerzas inerciales horizontales que actúan sobre la estructura cuando ésta se ve sometida al sismo de diseño, $\mathbf{V_s}$, se obtiene en newtons así:

$$\mathbf{V_s} = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g}\ (m/s^2) \times \mathbf{M}\ (kg) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (kg \times m/s^2) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (N)$$

Pero en el diseño práctico de edificaciones, tanto el kg como el N, son unidades muy pequeñas; por esta razón es conveniente expresar la masa en Mg (Megagramos, 1 Mg = 1 000 kg = 10^6 g). En este caso la aplicación de la

ecuación A.4-5 conduce a una fuerza, $\mathbf{V_s}$, en kN (kilonewtons):

$$\mathbf{V_s} = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g}\ (\mathrm{m/s^2}) \times \mathbf{M}\ (\mathrm{Mg}) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (\mathrm{Mg} \times \mathrm{m/s^2}) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (1000 \times \mathrm{kg} \times \mathrm{m/s^2}) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (1000 \times \mathrm{N}) = \mathbf{S_a} \times \mathbf{g} \times \mathbf{M}\ (\mathrm{kN})$$

A modo de referencia, en el antiguo sistema mks (m-kgf-s, metro-kilogramo fuerza-segundo) 1 kgf = 9.8 N ≅ 10 N, y análogamente 1000 kgf = 1 ton = 9 806.65 N ≅ 10 000 N = 10 kN. Entonces un kN es aproximadamente un décimo de tonelada.

►

CAPITULO A.5
METODO DEL ANALISIS DINAMICO

A.5.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E} = \mathbf{F_s} / \mathbf{R}$)
$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{9.8}$ m/s²).
$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - $\mathbf{M}$ debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).
$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{j}}$ = masa actuante total de la edificación en la dirección $\mathbf{j}$. Ecuación A.5-1.
$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{m}}$ = masa efectiva modal del modo $\mathbf{m}$, determinada de acuerdo con la ecuación A.5-2.
$\mathbf{m_i}$, $\mathbf{m_x}$ = parte de $\mathbf{M}$ que está colocada en el nivel $\mathbf{i}$ o $\mathbf{x}$, respectivamente.
$\mathbf{p}$ = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura.
$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Capítulo A.3.
$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R} = \mathbf{f_a}\ \mathbf{f_p}\ \mathbf{R_0}$).
$\mathbf{S_{am}}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración $\mathbf{T_m}$, correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$.
$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.
$\mathbf{T_m}$ = período de vibración correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$, en s.
$\mathbf{V_{mj}}$ = cortante sísmico en la base correspondiente al modo $\mathbf{m}$ en la dirección horizontal $\mathbf{j}$.
$\mathbf{V_{tj}}$ = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal $\mathbf{j}$.
$\mathbf{f_{ij}^{m}}$ = amplitud de desplazamiento del nivel $\mathbf{i}$, en la dirección $\mathbf{j}$, cuando está vibrando en el modo $\mathbf{m}$.

A.5.1 - GENERAL

A.5.1.1 - Los métodos de análisis dinámico deben cumplir los requisitos de este Capítulo y los demás del presente título del Reglamento.

A.5.1.2 - Los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas las edificaciones cubiertas por este Reglamento y deben utilizarse en el diseño de las edificaciones indicadas en A.3.4.2.2.

A.5.1.3 - Los resultados obtenidos utilizando los métodos de análisis dinámico deben ajustarse a los valores mínimos prescritos en este Capítulo para cada uno de ellos. Los valores mínimos a los cuales deben ajustarse, están referidos a los valores que se obtienen utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente presentado en el Capítulo A.4. (Véase A.5.4.5).

A.5.1.4 - Todas las metodologías de análisis dinámico que se utilicen deben estar basadas en principios establecidos de la mecánica estructural, que estén adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.1.5 - El ingeniero diseñador debe asegurarse que los procedimientos de análisis dinámico, manuales o electrónicos, que utilice, cumplen los principios de la mecánica estructural y en especial los requisitos del presente Capítulo. El Reglamento no exige un procedimiento determinado y deja en manos del diseñador su selección y por ende la responsabilidad de que se cumplan los principios enunciados aquí. Es responsabilidad del diseñador garantizar que los procedimientos electrónicos, si son utilizados, describan adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura tal como la prescriben los requisitos del presente Capítulo.

A.5.2 - MODELO MATEMATICO

A.5.2.1 - MODELO MATEMATICO A EMPLEAR - El modelo matemático de la estructura debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez, de tal manera que sea adecuado para calcular las características relevantes de la respuesta dinámica de la misma. Como mínimo deben utilizarse los siguientes procedimientos:

A.5.2.1.1 - *Modelo tridimensional con diafragma rígido* - En este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos torsionales accidentales pueden ser incluidos haciendo ajustes apropiados en la localización de los centros de masa de los diafragmas. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. Este procedimiento debe utilizarse cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 1P, 4P o 5P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.2 - *Modelo tridimensional con diafragma flexible* - En este tipo de modelo se considera que las masas aferentes a cada nudo de la estructura pueden desplazarse y girar en cualquier dirección horizontal o vertical. La rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica se describe tridimensionalmente. El diafragma se representa por medio de elementos que describan adecuadamente su flexibilidad. Este procedimiento debe utilizarse cuando no existe un diafragma propiamente dicho, cuando el diafragma es flexible, o cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 2P o 3P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, éste es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.3 - *Modelos limitados a un plano vertical* - En este tipo de modelo la respuesta de la estructura se limita a movimientos horizontales en una sola dirección. Este modelo se permite en todos los casos que no están cubiertos por A.5.2.1.1. y A.5.2.1.2. Los efectos torsionales de los pisos deben evaluarse independientemente y adicionarse a los valores obtenidos del análisis en un plano. De igual manera los efectos producidos por la dirección de incidencia de los movimientos sísmicos del terreno deben evaluarse por separado y adicionarse a los valores obtenidos del análisis dinámico.

A.5.2.1.4 - *Otros modelos* - Si a juicio del ingeniero diseñador las características de rigidez o de masa de la estructura lo requieren, se permite el uso de modelos de análisis inelástico dinámico o de métodos alternos, tal como lo indica A.3.4.1.

A.5.2.2 - MASA DE LA EDIFICACION - Las masas de la edificación que se utilicen en el análisis dinámico deben ser representativas de las masas que existirán en la edificación cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño. Para efectos de los requisitos de este Reglamento, la masa total de la edificación se puede tomar como **M** La distribución de la masa de la edificación debe representar la distribución real de las distintas masas de la edificación.

A.5.2.3 - RIGIDEZ EN LOS METODOS DINAMICOS ELASTICOS - La rigidez que se utilice en los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica cuando se empleen métodos dinámicos elásticos, debe seleccionarse cuidadosamente y debe ser representativa de la rigidez cuando éstos se vean sometidos a los movimientos sísmicos de diseño. En las estructuras de concreto y mampostería, la rigidez que se asigne debe ser consistente con el grado de fisuración que puedan tener los diferentes elementos al verse sometidos a las deformaciones que imponen los movimientos sísmicos de diseño. Cuando haya variaciones apreciables en la rigidez de los diferentes elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que contribuyen a la resistencia de las mismas componentes del movimiento, la rigidez que se le asigne a cada uno de ellos debe ser consistente con los niveles de deformación.

A.5.2.4 - RIGIDEZ EN LOS METODOS DINAMICOS INELASTICOS - Los modelos matemáticos utilizados para describir la rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica, cuando se empleen métodos dinámicos inelásticos, debe ser consistente con el grado de capacidad de disipación de energía del material, con los niveles esperados de deformación y con las secuencia de esfuerzos y deformaciones que se presente durante la respuesta. Los modelos de rigidez utilizados deben estar adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.3 - REPRESENTACION DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS

A.5.3.1 - GENERALIDADES - De acuerdo con la representación de los movimientos sísmicos de diseño empleada en el análisis dinámico, los procedimientos se dividen en:

(a) procedimientos espectrales, y
(b) procedimientos de análisis cronológico.

A.5.3.2 - PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES - En los procedimientos espectrales debe utilizarse el espectro de diseño definido en A.2.6.

A.5.3.3 - PROCEDIMIENTOS CRONOLOGICOS - En los procedimientos cronológicos deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.

A.5.4 - ANALISIS DINAMICO ELASTICO ESPECTRAL

A.5.4.1 - METODOLOGIA DEL ANALISIS - Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

(a) ***Obtención de los modos de vibración*** - Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma, cumpliendo los requisitos de A.5.4.2.
(b) ***Respuesta espectral modal*** - La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en A.5.3.2, para el período de vibración propio del modo.
(c) ***Respuesta total*** - Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño. Deben cumplirse los requisitos de A.5.4.4 en la combinación estadística de las respuestas modales máximas.
(d) ***Ajuste de los resultados*** - Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
(e) ***Evaluación de las derivas*** - Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, no excedan los límites establecidos en el Capítulo A.6.
(f) ***Fuerzas de diseño en los elementos*** - Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, $\mathbf{F_s}$, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B.
(g) ***Diseño de los elementos estructurales*** - Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del Capitulo A.3.

A.5.4.2 - NUMERO DE MODOS DE VIBRACION - Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, $\mathbf{p}$, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales principales, $\mathbf{j}$, por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura. La masa participante, $\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{j}}$, en cada una de las direcciones principales, $\mathbf{j}$, para el número de modos empleados, $\mathbf{p}$, se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{j}} = \sum_{m=1}^{p} \overline{\mathbf{M}}_{mj} \geq 0.90\ \mathbf{M} \qquad \textbf{(A.5-1)}$$

$$\overline{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i f_{ij}^{m}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \left(f_{ij}^{m}\right)^2} \qquad \textbf{(A.5-2)}$$

A.5.4.3 - CALCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE - La parte del cortante en la base contribuida por el modo $\mathbf{m}$ en la dirección horizontal $\mathbf{j}$, V_{mj}, debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am}\, g\, \overline{M}_{mj} \qquad \textbf{(A.5-3)}$$

donde $\overline{M}_{mj}$ está dado por la ecuación A.5-2, y S_{am} es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a, para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$. El cortante modal total en la base, V_{tj}, en la dirección $\mathbf{j}$ se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, V_{mj}, en la misma dirección de acuerdo con el procedimiento de A.5.4.4.

A.5.4.4 - COMBINACION DE LOS MODOS - Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, $\mathbf{m}$, de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal.

A.5.4.5 - AJUSTE DE LOS RESULTADOS - El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, $\mathbf{j}$, no puede ser menor que los siguientes valores:

(a) para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y

(b) para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4 utilizando el período de vibración aproximado T_a dado en A.4.2.2.

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

A.5.4.6 - EFECTOS DIRECCIONALES - Los efectos direccionales de los movimientos sísmicos de diseño deben tenerse en cuenta de acuerdo con los requisitos de A.3.6.3. Los efectos de la aceleración vertical de los movimientos sísmicos en los voladizos y elementos preesforzados debe tenerse en cuenta siguiendo los requisitos de A.3.6.13 o alternativamente por medio de un procedimiento de análisis dinámico, pero en ningún caso los resultados obtenidos por medio de este procedimiento alternativo puede conducir a resultados menores que los obtenidos por medio de A.3.6.13.

A.5.4.7 - TORSION - El análisis dinámico debe tener en cuenta los efectos torsionales de toda la estructura, incluyendo aquellos producidos por la torsión accidental. Cuando se utilicen modelos matemáticos tridimensionales de diafragma rígido, los efectos de la torsión accidental pueden tenerse en cuenta por medio de ajustes apropiados al modelo, tales como cambios en la localización de los centros de gravedad de las masas, o por medio de procedimientos estáticos equivalentes, como lo indicados en A.3.6.7.

A.5.4.8 - SISTEMAS DUALES - Cuando el sistema de resistencia sísmica corresponda a un sistema dual, tal como lo define A.3.2.1.4, el sistema debe ser capaz, en conjunto, de resistir el cortante total en la base que se obtiene por medio del análisis dinámico. El análisis del pórtico espacial resistente a momentos, actuando independientemente

como lo prescribe A.3.2.1.4 (b), puede llevarse a cabo por medio de un análisis dinámico apropiado, o por medio de un análisis de fuerza horizontal equivalente de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4.

A.5.5 - METODO DE ANALISIS DINAMICO CRONOLOGICO

A.5.5.1 - GENERALIDADES - La metodología de análisis dinámico cronológico puede ser utilizada cuando a juicio del ingeniero diseñador ella describe adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico.

A.5.5.2 - RESPUESTA MAXIMA - Deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en las base y fuerzas en los elementos, para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida por A.2.7.1.

A.5.5.3 - AJUSTE DE LOS RESULTADOS - El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, no puede ser menor que los siguientes valores:

- **(a)** para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y
- **(b)** para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4 utilizando el período de vibración aproximado T_a dado en A.4.2.2.

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

A.5.5.4 - FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS - Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos, se utilizan las fuerzas sísmicas internas máximas en los elementos, F_s, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.5.3, así:

- **(a)** cuando se trate de un análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, y
- **(b)** en los casos de análisis dinámico inelástico, las fuerzas al nivel en que ocurre la plastificación corresponde a las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y no deben ser divididas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía. Debe verificarse que las combinaciones de carga prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, exceptuando aquellas que incluyen sismo, en ningún caso conducen a esfuerzos mayores que los de plastificación.

A.5.5.5 - FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACION - Para obtener las fuerzas de diseño de la cimentación, se debe cumplir lo prescrito en A.3.7.2 cuando se trate de una análisis dinámico elástico. En el caso de un análisis dinámico inelástico no hay necesidad de dividir por R para encontrar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, de los elementos estructurales de la cimentación ni los esfuerzos sobre el suelo, los cuales solo deben multiplicarse por el coeficiente de carga igual a 0.7.

CAPITULO A.6
REQUISITOS DE LA DERIVA

A.6.0 - NOMENCLATURA

h_{pi} = altura del piso **i**, medida desde la superficie del diafragma del piso **i** hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, **i-1**.

j = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser **x** o **y**.

P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso **i**, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad.

Q_i = índice de estabilidad, del piso **i**, utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.5.

r_j = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés

T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.

T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.

V_i = fuerza cortante del piso **i**, en la dirección bajo estudio, sin dividir por **R**. Se determina por medio de la ecuación A.3-2. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas que se aplican al nivel **i**, y todos los niveles localizados por encima de él.

D_{cm} = deriva del piso **i**, en la dirección bajo estudio, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso **i** menos el del piso **i-1**.

D^i_{max} = deriva máxima para cualquier punto del piso **i**.

$d_{cm,j}$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso, en la dirección **j**.

$d_{pd,j}$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso, causado por efectos P-Delta, en la dirección **j**.

$d_{t,j}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier grado de libertad de la estructura, en la dirección **j**.

$d_{tot,j}$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier grado de libertad de la estructura, en la dirección **j**.

q_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso **i**, causada por los efectos torsionales, en radianes.

A.6.1 - GENERAL

A.6.1.1 - ALCANCE - En el presente Capítulo se dan los procedimientos para calcular la deriva así como sus límites permisibles.

A.6.1.2 - DEFINICION DE DERIVA - Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos. de la edificación.

A.6.1.3 - NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA - La deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

(a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
(b) Estabilidad global de la estructura.
(c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.
(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva dados en el presente Capítulo, con el fin de garantizar el cumplimiento del propósito del Reglamento y un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido.

A.6.2 - CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

A.6.2.1 - DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES - Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño definidos en A.2.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.3.4 y con las rigideces indicadas en A.3.4.3. Los desplazamientos totales horizontales, $\mathbf{d_{tot,j}}$,en cualquiera de las direcciones principales en planta, $\mathbf{j}$, y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

$$\mathbf{d_{tot,j}} = \left|\mathbf{d_{cm,j}}\right| + \left|\mathbf{d_{t,j}}\right| + \left|\mathbf{d_{pd,j}}\right| \qquad \textbf{(A.6-1)}$$

donde $\mathbf{d_{cm,j}}$ corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$; $\mathbf{d_{t,j}}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$, y $\mathbf{d_{pd,j}}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$. Cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura, o cuando A.3.4.2 así lo requiera, deben incluirse dentro de los desplazamientos totales, los desplazamientos adicionales obtenidos de acuerdo con el procedimiento del Capítulo A.7.

A.6.2.1.1 - Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, $\mathbf{T}$, que se obtiene por medio de la ecuación A.4-1 de A.4.2.1, aplicando el límite de $\mathbf{1.2T_a}$ indicado allí.

A.6.2.1.2 - Cuando se emplee el método de la fuerza horizontal equivalente, y el valor de $\mathbf{T}$, o de $\mathbf{1.2T_a}$, sea mayor que $\mathbf{T_L}$ calculado utilizando la ecuación A.2-4, en la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa no hay necesidad de emplear el límite dado por la ecuación A.2-5.

A.6.2.1.3 - En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso $\mathbf{II}$, $\mathbf{III}$ y $\mathbf{IV}$, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia $\mathbf{I}$, tenga un valor igual a la unidad ($\mathbf{I = 1.0}$), y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia $\mathbf{I}$ correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.

A.6.2.2 - DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO - Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. Se incluye dentro de ellas la rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa, causada por los efectos torsionales.

A.6.2.3 - EFECTOS TORSIONALES - Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos en A.3.6.7. Cuando los diafragmas no son flexibles el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\mathbf{d_{t,j}} = \mathbf{r_j}\,\mathbf{q_i} \qquad \textbf{(A.6-2)}$$

donde $\mathbf{d_{t,j}}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel $\mathbf{i}$, en una de las direcciones principales en planta, $\mathbf{r_j}$ es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y $\mathbf{q_i}$ es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel $\mathbf{i}$, causada por los efectos torsionales.

A.6.2.4 - EFECTOS P-DELTA - Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, $\mathbf{Q_i}$, es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso $\mathbf{i}$ y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i D_{cm}}{V_i h_{pi}} \qquad \textbf{(A.6-3)}$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i, no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.11.6.2(b).

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$d_{pd} = d_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right) \qquad \textbf{(A.6-4)}$$

A.6.2.4.1 - Alternativamente, los efectos P-Delta pueden evaluarse siguiendo los requisitos de C.10.11 en estructuras de concreto reforzado.

A.6.2.4.2 - Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el factor $1/(1-Q_i)$.

A.6.3 - EVALUACION DE LA DERIVA MAXIMA

A.6.3.1 - DERIVA MAXIMA - La deriva máxima en cualquier punto del piso i, se obtiene como la diferencia entre lo desplazamientos horizontales totales máximos del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso $i-1$, por medio de la siguiente ecuación:

$$D^i_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2} \left(d^i_{tot,j} - d^{i-1}_{tot,j} \right)^2} \qquad \textbf{(A.6-5)}$$

A.6.3.1.1 - El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros estructurales.

A.6.4 - LIMITES DE LA DERIVA

A.6.4.2 - La deriva máxima evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Tabla A.6-1
DERIVAS MAXIMAS COMO PORCENTAJE DE h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(D^i_{max} \leq 0.010\, h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(D^i_{max} \leq 0.005\, h_{pi} \right)$

A.6.4.2.1 - Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería, las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6-1.

A.6.4.2.2 – Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $\mathbf{0.010\ h_{pi}}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.6.4.2.3 – Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $\mathbf{0.005\ h_{pi}}$.

A.6.5 - SEPARACION ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

A.6.5.1 - DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCION - Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

A.6.5.2 - ENTRE EDIFICACIONES VECINAS - Es responsabilidad de la reglamentación urbana de la ciudad el fijar la separación entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad constructiva. En ausencia de una reglamentación de la ciudad al respecto, pueden utilizarse las siguientes guías:

(a) Cuando ya exista una edificación vecina en la cual se dejó una separación con respecto al lindero, la nueva construcción adyacente debe separarse en cada piso de la existente una distancia igual al desplazamiento total del piso obtenido como se indica en A.6.2.1.

(b) Cuando ya exista una edificación vecina que no dejó una separación con respecto al lindero y no se conocen sus desplazamientos máximos, la nueva construcción adyacente debe separarse de la existente en cada piso una distancia igual al desplazamiento total del piso obtenido como se indica en A.6.2.1, más una distancia igual al uno por ciento (1%) de la altura del piso medida desde el nivel del terreno.

(c) Cuando no se haya construido aún el terreno vecino, y la reglamentación permita construcción sin ningún aislamiento, en aquellos pisos en los cuales no se requiere aislamiento, la edificación debe separarse del lindero una distancia igual al desplazamiento total del piso obtenido como se indica en A.6.2.1.

CAPITULO A.7
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

A.7.1 - GENERAL

A.7.1.1 - DEFINICION - La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de la edificación.

A.7.1.2 - EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA - Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en los siguientes aspectos:

(a) la presencia de suelos blandos y compresibles en las distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales,
(b) variaciones en los períodos de vibración de la edificación,
(c) aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo,
(d) aumento de las derivas de la estructura ante solicitaciones sísmicas,
(e) variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales,
(f) y otros.

A.7.1.2.1 - Los efectos de interacción suelo-estructura no deben confundirse con los efectos de sitio, causados por la amplificación de la onda sísmica al viajar desde la roca hasta la superficie, los cuales se describen en el Capítulo A.2.

A.7.1.3 - PROCEDIMIENTO RECOMENDADO - El presente Capítulo define los criterios generales que deben ser tenidos en cuenta, tanto por el ingeniero estructural como por el ingeniero geotecnista, cuando se deban utilizar procedimientos de interacción suelo-estructura, de acuerdo con los requisitos de A.3.4.2. Si a juicio del ingeniero estructural y el ingeniero geotecnista se dispone de la información necesaria, obtenida con el mayor rigor posible, acerca de los parámetros geotécnicos y estructurales involucrados, se pueden utilizar los requisitos presentados en el Apéndice A-2 del presente Título del Reglamento.

A.7.2 - INFORMACION GEOTECNICA

A continuación se describe el alcance mínimo de la exploración, interpretación y recomendaciones que debe contener el estudio geotécnico:

A.7.2.1 - **EXPLORACION** - Los procedimientos de exploración deben ser consistentes con el tipo de propiedades que deban estudiarse, ya sea por procedimientos de campo o de laboratorio. Debe tenerse especial cuidado respecto a los niveles de deformación a que se expresen las propiedades del suelo, los cuales deben ser compatibles con los niveles de deformación que le imponen los movimientos sísmicos.

A.7.2.2 - **LABORATORIO** - Los procedimientos de laboratorio deben cuantificar, directa o indirectamente, las características del material bajo condiciones dinámicas y a los niveles de deformación esperados durante los movimientos sísmicos.

A.7.2.3 - **INTERPRETACION** - La información de campo y de laboratorio debe combinarse en un conjunto de recomendaciones que describan y sustenten las características que debe emplear el ingeniero estructural en los modelos matemáticos del fenómeno. Las recomendaciones deben fijar limitaciones y rangos de aplicabilidad, fáciles de identificar, con el fin de evitar el peligro que entraña la utilización de los parámetros recomendados, fuera del contexto bajo el cual se expresaron.

A.7.2.4 - **REVISION Y EVALUACION DE LOS RESULTADOS** - El ingeniero geotecnista debe revisar y avalar los resultados obtenidos por el ingeniero estructural, en lo concerniente a las recomendaciones para interacción suelo-estructura del estudio geotécnico y a la validez de los resultados de interacción suelo-estructura obtenidos con base en sus propias recomendaciones.

A.7.3 - ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación se describe el alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el ingeniero estructural para describir los efectos de interacción suelo-estructura:

A.7.3.1 - **TIPO DE MODELO** - Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.2 - **FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES** - El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.3 - **DERIVAS** - Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el Capítulo A.6. En la gran mayoría de los casos deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer la estructura empotrada en su base.

A.7.3.4 - **CORTANTE SISMICO EN LA BASE** - En aquellos casos en los cuales se presente un aumento en el cortante sísmico en la base, el diseño debe realizarse para el cortante obtenido utilizando la interacción suelo-estructura. Cuando debido a un aumento en el amortiguamiento efectivo se presente una disminución del cortante sísmico de diseño en la base, el valor del cortante sísmico de diseño en la base no puede ser menor que el que se obtendría utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, empleando un período de vibración igual a $1.2T_a$.

A.7.3.5 - **VALORES MAXIMOS Y MINIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA** - Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo-estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables, tanto en la determinación de los cortantes sísmicos, como para el cálculo de las derivas de piso y las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y la cimentación.

CAPITULO A.8
EFECTOS SISMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA

A.8.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
$\mathbf{a_x}$ = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso $\mathbf{x}$
$\mathbf{C_{vx}}$ = coeficiente definido en A.4.3.
$\mathbf{F_p}$ = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, aplicada en su centro de masa.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2).
$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - $\mathbf{M}$ se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
$\mathbf{M_p}$ = masa de un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica.
$\mathbf{m_x}$ = parte de $\mathbf{M}$ que está colocada en el nivel $\mathbf{x}$.
$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.

A.8.1 - GENERAL

A.8.1.1 - ALCANCE - El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, tal como se define en el Capítulo A.3, y de sus anclajes a él. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

(a) escaleras, rampas, etc.,
(b) tanques, piscinas, etc.,
(c) elementos de cubiertas, tales como cerchas, correas, etc.,
(d) elementos secundarios de los sistemas de entrepiso, tales como viguetas, etc.,
(e) columnas, columnetas, machones, y otros elementos que dan soporte a cubiertas y otras partes menores de la edificación,
(f) apoyos de equipos tales como ascensores, escaleras mecánicas, etc., y
(g) en general todos aquellos elementos estructurales que se incluyen dentro de los planos estructurales y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

A.8.1.2 - RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO - El diseño, ante las solicitaciones establecidas por el presente Reglamento en el Titulo A o en el Titulo B, de todo elemento estructural que figure dentro de los planos estructurales, es responsabilidad del diseñador estructural. Dentro de estos elementos se incluyen los elementos mencionados en A.8.1.1.

A.8.1.3 - CRITERIO DE DISEÑO - El diseño ante efectos sísmicos, de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica de los elementos estructurales en sí y de los anclajes, uniones o amarres, de estos elementos al sistema de resistencia sísmica, debe realizarse para la situación que controle de:

(a) el efecto de las fuerzas sobre el elemento en sí,
(b) la capacidad de resistir las deformaciones, que le impone al elemento, el sistema de resistencia sísmica al responder a los movimientos sísmicos de diseño, y

la influencia que pueda tener el elemento en la respuesta sísmica de la estructura, como puede ser el caso de las escaleras y rampas, las cuales pueden actuar como arriostramientos (o diagonales) de un piso con otro.

A.8.2 - FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO

A.8.2.1 - ACELERACION HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO - El elemento se ve sometido, ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos de diseño, a las mismas aceleraciones horizontales que se ve sometido el sistema de resistencia sísmica en la misma altura sobre la base de la edificación en que se encuentre el elemento.
Las fuerzas inerciales a que se ve sometido el elemento o cualquier porción de él, corresponden a la masa del elemento multiplicada por la aceleración que le imponen los movimientos causados por el sismo. Esta aceleración se determina por medio de uno de los procedimientos siguientes:

A.8.2.1.1 - *Método de la fuerza horizontal equivalente* - Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, la aceleración horizontal, a_x, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$a_x = \frac{C_{vx} V_s}{m_x g} \geq \frac{A_a I}{2} \qquad \textbf{(A.8-1)}$$

donde C_{vx} se obtiene por medio de la ecuación A.4-7, V_s por medio de la ecuación A.4-5, y m_x es la fracción de M que está localizada en el piso x.

A.8.2.1.2 - *Método del análisis dinámico* - Cuando se utilice el método del análisis dinámico, la aceleración horizontal, a_x, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x, es igual a la aceleración a que se ve sometido el piso. El valor de la aceleración obtenida por medio del método del análisis dinámico no puede ser menor que el que se obtiene por medio de la Ecuación A.8-1.

A.8.2.2 - FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO - La fuerza sísmica horizontal reducida de diseño, que puede actuar en cualquier dirección, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica en su centro de masa, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x g}{R_0} M_p \qquad \textbf{(A.8-2)}$$

donde R_0 es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente a los requisitos de diseño del elemento estructural, como se indica en A.8.4. La anterior ecuación puede aplicarse a elementos que tienen un solo apoyo, o no hay desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.2.1 - Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene características dinámicas que amplifiquen su respuesta ante la aceleración a_x, estas características deben tenerse en cuenta en la evaluación de las fuerzas horizontales que lo puedan afectar. Esto ocurre especialmente en apéndices de la edificación.

A.8.2.2.2 - Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tienen apoyos que pueden desplazarse relativamente durante el sismo, como es el caso de elementos que están conectados a dos pisos diferentes de la edificación; deben tenerse en cuenta en el diseño, además de las fuerzas calculadas por medio de la ecuación A.8-2, las fuerzas que inducen los desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.3 - FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA - Además de los requisitos de A.3.6.4, las uniones, empalmes y amarres, de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica a este, deben ser capaces de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño sobre el elemento tal como las define A.8.2.2.

A.8.3 - DEFORMACIONES DE DISEÑO

A.8.3.1 - Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben ser capaces de resistir, sin deterioro, las deformaciones que les impone la respuesta sísmica de la estructura. Como mínimo deben ser capaces de resistir las deformaciones que se obtienen de las derivas máximas de diseño determinadas como se indica en el Capítulo A.6.

A.8.4 - REQUISITOS DE DISEÑO

A.8.4.1 - Los requisitos que deben seguirse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica para cada uno de los materiales cubiertos por el Reglamento, deben ser los que se indiquen en cada uno de los Títulos correspondientes dentro del Reglamento, y en su defecto, los del nivel de capacidad de disipación de energía menor de los dados para cada material.

►

CAPITULO A.9
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
$\mathbf{a_p}$ = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Se da en las tablas A.9-2 y A.9-3.
$\mathbf{a_x}$ = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento no estructural, localizado en el piso $\mathbf{x}$
$\mathbf{C_{vx}}$ = coeficiente definido en A.4.3.
$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E = F_p / R_p}$)
$\mathbf{F_p}$ = fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural, aplicada en su centro de masa.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2).
$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - $\mathbf{M}$ se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
$\mathbf{M_p}$ = masa del elemento no estructural.
$\mathbf{m_x}$ = parte de $\mathbf{M}$ que está colocada en el nivel $\mathbf{x}$.
$\mathbf{R_p}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las tablas A.9-2 y A.9-3.
$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.

A.9.1 - GENERAL

A.9.1.1 - PROPOSITO - Los requisitos del presente Capítulo tienen como objetivo establecer los criterios de diseño de elementos que no hacen parte de la estructura de la construcción, con el fin de que se cumpla el propósito del Reglamento.

A.9.1.2 - ALCANCE - El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura, con la excepción de lo indicado en A.9.1.3. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:

(a) acabados y elementos arquitectónicos y decorativos,
(b) instalaciones hidráulicas y sanitarias,
(c) instalaciones eléctricas,
(d) instalaciones de gas,
(e) equipos mecánicos, e
(f) instalaciones especiales.

A.9.1.3 - EXCENCIONES - Están exentas de los requisitos del presente Capítulo todas las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II** localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.

A.9.2 - GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.2.1 - DEFINICION DEL DESEMPEÑO - Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño que la afecte. El desempeño se clasifica en los siguientes grados:

(a) ***Superior*** - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) ***Bueno*** - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente

reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) ***Bajo*** - Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

A.9.2.2 - CLASIFICACION EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO - La edificación debe clasificarse dentro de uno de los tres grados de desempeño de los elementos no estructurales definidos en A.9.2.1. Este grado de desempeño no puede ser inferior al mínimo permisible fijado en A.9.2.3. El propietario de la edificación, de manera voluntaria, puede exigir que los diseños se realicen para un grado de desempeño mejor que el mínimo exigido, comunicándolo por escrito a los diseñadores. En ausencia de esta comunicación, los diseñadores solo están obligados a cumplir con el grado mínimo permisible fijado en A.9.2.3.

A.9.2.3 - GRADO DE DESEMPEÑO MINIMO - Como mínimo debe cumplirse el grado de desempeño indicado en la tabla A.9-1, para cada uno de los grupos de uso definidos en A.2.5.1.

Tabla A.9-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Bueno
II	Bueno
I	Bajo

A.9.3 - RESPONSABILIDADES

A.9.3.1 – DEL DISEÑADOR RESPONSABLE - La responsabilidad del diseño sísmico de los elementos no estructurales recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume que el hecho de que un elemento no estructural figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el grado de desempeño apropiado y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano se hace responsable de que el diseño se realizó para el grado de desempeño apropiado.

A.9.3.1.1 - En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos no estructurales cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante, el diseñador se debe limitar a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, el grado de desempeño que deben cumplir los elementos.

A.9.3.2 – DEL SUPERVISOR TECNICO – El supervisor técnico debe verificar que la construcción e instalación de los elementos no estructurales se realice siguiendo los planos y especificaciones correspondientes. En aquellos casos en los cuales en los documentos de diseño (planos, memorias y especificaciones) sólo se indica el grado de desempeño requerido, es responsabilidad del supervisor técnico el verificar que los elementos no estructurales que se instalen en la edificación, efectivamente estén en capacidad de cumplir el grado de desempeño especificado por el diseñador.

A.9.3.3 - COORDINACION ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS - La responsabilidad de la coordinación entre los diferentes diseños recae en el profesional que figura como diseñador arquitectónico en la solicitud de licencia de construcción. El profesional que realice la coordinación debe tomar todas las precauciones necesarias para que el diseño resultante de cada uno de los elementos no estructurales, realizado por profesionales diferentes a él, no afecte el desempeño de elementos diseñados por otros profesionales.

A.9.4 - CRITERIO DE DISEÑO

A.9.4.1 - GENERAL - El diseñador de los elementos no estructurales puede adoptar una de dos estrategias en el diseño:

(a) ***Separarlos de la estructura*** - En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente. Los elementos no estructurales se apoyan en su parte inferior sobre la estructura, o se cuelgan de ella; por lo tanto deben ser capaces de resistir por si

mismos las fuerzas inerciales que les impone el sismo, y sus anclajes a la estructura deben ser capaces de resistir y transferir a la estructura estas fuerzas inducidas por el sismo. Además la separación de la estructura de la edificación debe ser lo suficientemente amplia para garantizar que no entren en contacto, para los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño.

(b) ***Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura*** - En este tipo de diseño se disponen elementos no estructurales que tocan la estructura y que por lo tanto deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que la estructura les impone sin sufrir daño mayor que el que admite el grado de desempeño prefijado para los elementos no estructurales de la edificación. En este tipo de diseño debe haber una coordinación con el ingeniero estructural, con el fin de que éste tome en cuenta el potencial efecto nocivo sobre la estructura que pueda tener la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

A.9.4.2 - FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO - Las fuerzas sísmicas horizontales reducidas de diseño que actúan sobre cualquier elemento no estructural deben calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x\, a_p}{R_p}\, g\, M_p \geq \frac{A_a I}{2}\, g\, M_p \qquad \textbf{(A.9-1)}$$

Los parámetros que intervienen en esta ecuación, diferentes a la masa del elemento, M_p, se definen de la siguiente manera:

A.9.4.2.1 ***- Aceleración en el punto de soporte del elemento -*** a_x - Corresponde a la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella. Debe evaluarse por medio de un análisis dinámico de la estructura que tenga en cuenta su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, o bien por medio de la siguiente ecuación compatible con las fuerzas sísmicas que se obtienen por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal como se presenta en el Capítulo A.4 del Reglamento:

$$a_x = \frac{C_{vx}\, V_s}{m_x\, g} \geq 2\, S_a \qquad \textbf{(A.9-2)}$$

pero a_x no puede ser menor que $A_a I/2$. En la ecuación anterior, C_{vx} se obtiene por medio de la ecuación A.4-7, V_s por medio de la ecuación A.4-5, m_x es la fracción de la masa total de la edificación, M, que está localizada en el piso x, y el valor de S_a se define para el período fundamental de la edificación, calculado de acuerdo con los requisitos del Capitulo A.4. El valor de S_a se debe calcular para las dos direcciones principales en planta de la estructura, y se debe emplear el valor que conduzca al mayor valor de S_a.

A.9.4.2.2 ***– Amplificación dinámica del elemento no estructural -*** a_p – Dependiendo de la rigidez, distribución de su masa y características de apoyo sobre la estructura, el elemento no estructural amplifica las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte debido a efectos de resonancia. Estos efectos de resonancia dependen de la relación que exista entre el período fundamental de la estructura y el del elemento no estructural, incluyendo la acción de sus soportes. Cuando el elemento no estructural es rígido, su masa se encuentra localizada cerca del punto de apoyo y está firmemente anclado a la estructura, su amplificación dinámica es menor, esto se presenta en elementos no estructurales con períodos de vibración del orden de 0.06 s o menos. Cuando el elemento no estructural es flexible, o su masa se encuentra distribuida en la altura, o concentrada lejos del punto de soporte, o sus apoyos permiten desplazamientos apreciables, las aceleraciones a que se ve sometido se amplifican apreciablemente con respecto a las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte. Esta amplificación, a_p, debe determinarse por medio de análisis dinámicos detallados o ensayos dinámicos experimentales. En ausencia de éstos, pueden emplearse los valores aproximados dados en las tablas A.9-1 y A.9-2, donde los valores de a_p varían entre 1.0 y 2.5.

A.9.4.2.3 ***– Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural -*** R_p – Este coeficiente representa, en conjunto, la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta del elemento en sí y de su sistema de anclaje o amarre a la estructura de la edificación. Un valor de R_p bajo, cercano a la unidad, indica fragilidad, poca capacidad de disipación de energía, y anclajes o amarres a la estructura con poca capacidad de deformarse inelásticamente. En la medida que se atienden estos grados

potenciales de comportamiento deficiente es posible incrementar los valores de R_p. En las tablas A.9-2 y A.9-3, se dan los valores de R_p, mínimos permitidos para cada grado de desempeño, los cuales varían entre 0.5 y 6.0.

A.9.4.3 - CAPACIDAD DE DEFORMACION – Los elementos no estructurales al verse sometidos a los movimientos sísmicos de diseño sufren desplazamientos con respecto a la estructura de la edificación que no deben exceder las holguras de separación que se dejen, o deformaciones del mismo elemento que pongan en peligro su integridad. Los desplazamientos de verificación de los elementos no estructurales y sus anclajes o amarres se fijan en función de las derivan máximas aceptables para la estructura que se prescriben en el Capítulo A.6 del Reglamento. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta en el diseño que el elemento debe ser capaz de resistir, sin sufrir un nivel de daño mayor que el admisible para su grado de desempeño, las deformaciones que le impone la respuesta sísmica de la estructura.

A.9.4.4 - APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS - Las fuerzas sísmicas sobre cualquier elemento no estructural actúan de acuerdo con la distribución de la masa y la rigidez del elemento. Se permite suponer que se aplican en el centro de gravedad del elemento, teniendo en cuenta que éstas pueden obrar en cualquier dirección horizontal. Para efectos del diseño de los elementos mecánicos y eléctricos, debe tenerse en cuenta en el diseño una fuerza vertical que actúa hacia arriba o hacia abajo, adicional a su peso, igual a un tercio de él.

A.9.4.5 - TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SISMICAS - Los elementos no estructurales que requieran ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas, deben amarrarse o anclarse de tal manera que éstas fuerzas sean finalmente transferidas a la estructura de la edificación. El amarre debe ser una conexión o anclaje que permita resistir tensiones y compresiones, sin contar con efectos de fricción, ni de resistencia a la tensión de morteros de pega..

A.9.4.6 – OTRAS SOLICITACIONES – El diseñador de los elementos no estructurales debe tener en cuenta en sus diseños las demás solicitaciones que puedan afectar el comportamiento de los elementos no estructurales, de las mencionadas en el Título B del Reglamento.

A.9.4.7 - DISEÑO UTILIZANDO EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO - Cuando el material del elemento no estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3, las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, que se determinan de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo, debe multiplicarse por un coeficiente de carga de 0.7, tal como lo indican las combinaciones de carga de B.2.3 para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, al nivel de esfuerzos de trabajo, que se utilizan en el diseño de los elementos y sus anclajes.

A.9.4.8 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA – Los elementos no estructurales, localizados a la altura, o por debajo, de la base de la estructura, o por fuera de ella, deben diseñarse para unas fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas de acuerdo con la ecuación A.9-1, para una aceleración a_x igual a $A_a I$.

A.9.4.9 – TIPOS DE ANCLAJE SEGUN EL VALOR DE R_p PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL – Los sistemas de anclaje de los elementos no estructurales deben tener capacidad de disipación de energía en el rango inelástico y ductilidad compatible con el nivel mínimo de R_p requerido para el elemento no estructural. A continuación se indican algunos de los tipos de anclaje empleados en el medio y su grado de aceptabilidad para los diferentes valores de R_p:

A.9.4.9.1 - Especiales (R_p = 6) – Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de R_p.

A.9.4.9.2 - Dúctiles (R_p = 3) – Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 – No dúctiles (R_p = 1.5) – Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la

mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de R_p =1.5.

A.9.4.9.4 - Húmedos (R_p = 0.5) – Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

A.9.4.10 – ELEMENTOS DE CONEXION PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES – El elemento de conexión es el aditamento que conecta el elemento no estructural con los anclajes a la estructura. En algunos casos es el mismo elemento de anclaje. Las conexiones que permiten movimiento deben disponerse de tal manera que pueda haber movimiento relativo entre la estructura y el elemento no estructural, por medio de agujeros alargados, agujeros de un tamaño mayor que los espigos o tornillos, por medio de elemento de acero que se flexionan, u otros procedimientos, pero debe ser capaz de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño prescritas en las direcciones en las cuales no se permite el movimiento. En fachadas el elemento de conexión en sí, debe diseñarse para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a $1.33\ F_p$ y todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para $3.0\ F_p$.

A.9.5 - ACABADOS Y ELEMENTOS ARQUITECTONICOS

A.9.5.1 - GENERAL - Los acabados y elementos arquitectónicos enumerados en la tabla A.9-2 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos arquitectónicos y acabados deben incluirse como parte de las memorias de diseño de acabados.

A.9.5.2 - ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO - El comportamiento sísmico de algunos elementos no estructurales representan un peligro especialmente grave para la vida y en otros casos pueden llevar a la falla de elementos estructurales críticos, como pueden ser las columnas. Dentro de estos elementos se encuentran, entre otros, los siguientes:

(a) ***Muros de fachada*** - las fachadas deben diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen como consecuencia del sismo, y además el conjunto amarrase adecuadamente a la estructura con el fin de que no exista posibilidad de que caigan poniendo en peligro a los transeúntes al nivel de calzada.

(b) ***Muros interiores*** - deben tenerse precauciones para evitar el vuelco de los muros interiores y particiones.

(c) ***Cielos rasos*** - el desprendimiento y caída de los cielos rasos representa un peligro grave para las personas.

(d) ***Enchapes de fachada*** - el desprendimiento y caída de los enchapes de fachada representa un peligro grave para los transeúntes.

(e) ***Aticos, parapetos y antepechos*** - existe el mismo peligro potencial que presentan los muros de fachada. Cuando la cubierta de la edificación esté compuesta por tejas o elementos frágiles debe considerarse en el diseño la posibilidad de que el parapeto falle hacia adentro, cayendo sobre la cubierta, produciendo su falla y poniendo en peligro a los habitantes del último piso.

(f) ***Vidrios*** - la rotura de vidrios generada por la deformación del marco de la ventana representa un peligro para las personas que estén dentro o fuera de la edificación. Deben tenerse precauciones para dejar holguras suficientes dentro del montaje del vidrio o de la ventanería para evitar su rotura. La colocación de películas protectoras, vidrios templados y vidrios tripliados son otras alternativas para evitar el peligro asociado con la rotura del vidrio.

(g) ***Paneles prefabricados de fachada*** - cuando se utilicen paneles prefabricados de fachada, deben dejarse holguras suficientes que permitan la deformación de la estructura sin afectar el panel. Además el panel debe estar adecuadamente adherido al sistema estructural de resistencia sísmica, para evitar su desprendimiento

(h) ***Columnas cortas o columnas cautivas*** - ciertos tipos de interacción entre los elementos no estructurales y la estructura de la edificación deben evitarse a toda costa. Dentro de este tipo de interacción se encuentra el caso de las "columnas cortas" o "columnas cautivas" en las cuales la columna está restringida en su desplazamiento lateral por un muro no estructural que no llega hasta la losa de entrepiso en su parte superior. En este caso el muro debe separarse de la columna, o ser llevado hasta la losa de entrepiso en su parte superior, si se deja adherido a la columna.

A.9.5.3 - FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO - Los elementos arquitectónicos y acabados y sus anclajes a la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9-2.

TABLA A.9-2

Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles (1)
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles (1)
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles (2)
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos (1)
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos (1)
• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos (1)
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos (1)
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido (3)
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido (3)
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido (3)
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido (3)

Notas:

1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

A.9.5.4 - FUERZAS DE VIENTO - Cuando las fuerzas de viento, positivas o negativas, sobrepasen $0.7F_p$ para muros no estructurales de fachada, estas fuerzas deben ser las empleadas en diseño del elemento no estructural, y sus anclajes deben diseñarse para resistir 1.4 veces las fuerzas de viento.

A.9.5.5 - ANCLAJE DE LAS FACHADAS - Los anclajes y amarres de los muros no estructurales de fachada, a la estructura de la edificación y a los muros interiores, deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño obtenidas por medio de la ecuación A.9-1 y además deben tener la suficiente ductilidad y capacidad de rotación para aceptar desplazamientos, en cada piso, entre su base y la parte superior, iguales a la deriva de diseño, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. El muro debe ser capaz de resistir la flexión que le imponen las fuerzas sísmicas reducidas de diseño actuando en una dirección perpendicular al plano del muro.

A.9.5.6 - CAPACIDAD DE DEFORMACION - Los acabados y elementos arquitectónicos deben ser capaces de resistir, con el nivel de daño aceptable para el grado de desempeño correspondiente, las deformaciones dictadas por la deriva, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. En los elementos no estructurales y acabados colocados sobre elementos estructurales en voladizo debe tenerse en cuenta la deflexión vertical causada por la rotación en el apoyo del voladizo.

A.9.5.7 - FUERZAS SISMICAS EN LA DIRECCION PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL - En el diseño de los muros no estructurales ante fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del muro debe verificarse que las deflexiones del muro causadas por estas fuerzas no excedan la capacidad de deformación del muro.

A.9.5.8 - CIELOS RASOS - Deben tenerse en cuenta en el diseño de los sistemas de cielo raso la interacción de los elementos arquitectónicos, hidráulicos, mecánicos y eléctricos que se incorporen dentro de él.

A.9.6 - INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS, MECANICAS Y ELECTRICAS

A.9.6.1 - GENERAL - Los elementos no estructurales enumerados en la tabla A.9-3 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos de instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas deben incluirse como parte de las memorias de diseño de cada uno de los sistemas. Puede hacerse un análisis del mecanismo de soporte de un componentes, de acuerdo con principios establecidos de dinámica estructural, para justificar una reducción de las fuerzas determinadas en A.9.6.2. Deben investigarse los estados de esfuerzos combinados tales como tensión y cortante en los pernos de anclaje, de acuerdo con principios establecidos de mecánica estructural.

A.9.6.2 - FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO - Los componentes hidráulicos, mecánicos y eléctricos y sus anclajes deben diseñarse para fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9-3.

A.9.6.3 - SOPORTES - Los sistemas de soporte deben diseñarse para las fuerzas sísmicas reducidas de diseño definidas en A.9.6.2 y de acuerdo con los requisitos correspondientes del material estructural del soporte, de acuerdo con lo establecido en el Título correspondiente al material estructural. Los soportes deben ser capaces de resistir los desplazamientos de la estructura inducidos por los movimientos sísmicos, calculados de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6.

A.9.6.4 - EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PUBLICOS - Deben disponerse conexiones flexibles en los empates con las redes de servicios públicos en todos los casos en los cuales el empate está localizado en un lugar donde la estructura se puede desplazar con respecto al terreno como consecuencia de los movimientos sísmicos. El empate flexible debe ser capaz de resistir, sin daño, unos desplazamientos calculados como lo indica el Capítulo A.6.

A.9.6.5 - INTERRUPTORES AUTOMATICOS - En los empates con las redes de servicios públicos de electricidad y de gas, en edificaciones que pertenezcan al grupo de uso **IV**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, debe colocarse, del lado de la edificación, un interruptor automático. El interruptor automático debe activarse cuando se presente una aceleración horizontal del terreno mayor que $0.5\ A_a$.

A.9.6.6 - ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV - En las edificaciones del grupo de uso **IV** localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, el diseño, construcción y montaje de los ascensores debe realizarse cumpliendo los requisitos de la norma ANSI/ASME A.17.1 "American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators", incluyendo el Apéndice F.

TABLA A.9-3

Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos[a]

Elemento no estructural	a_p [b]	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p, mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Sistemas de protección contra el fuego	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Plantas eléctricas de emergencia	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de ascensores, guías y rieles del ascensor y el contrapeso	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Equipo en general • Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que utilicen combustibles, y sus chimeneas y escapes. • Sistemas de comunicación • Ductos eléctricos, cárcamos y bandejas de cables[c] • Equipo eléctrico, transformadores, subestaciones, motores, etc. • Bombas hidráulicas • Tanques, condensadores, intercambiadores de calor, equipos de presión • Empates con las redes de servicios públicos	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de producción industrial	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Sistemas de tuberías				
• Tuberías de gases y combustibles	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Tuberías del sistema contra incendio	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Otros sistemas de tuberías[d]	2.5	No dúctiles	No requerido[g]	No requerido[g]
Sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación, y sus ductos[e]	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Paneles de control y gabinetes eléctricos		No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Luminarias y sistemas de iluminación[f]	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]

Notas:

a. Véase las exenciones en A.9.1.3.

b. Los valores de a_p dados son para la componente horizontal. Para la componente vertical deben incrementarse en un 33%.

c. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las bandejas de cables eléctricos en las siguientes situaciones: (1) Ductos y bandejas de cables colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde el ducto tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier ducto eléctrico de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

d. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las tuberías en las siguientes situaciones: (1) Tuberías colgadas de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde la tubería tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier tubería de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

e. No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para los ductos de calefacción, ventilación y aire acondicionado en las siguientes situaciones: (1) Ductos colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) Ductos que tienen una sección con un área menor de 0.60 m².

f. Las luminarias dispuestas como péndulos deben diseñarse utilizando un valor de a_p igual a 1.5. El soporte vertical debe diseñarse con un factor de seguridad igual a 4.0.

g. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

CAPITULO A.10
EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSION DEL REGLAMENTO

A.10.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación ($\mathbf{E} = \mathbf{F_s} / \mathbf{R'}$).
$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas equivalentes, véase A.10.3.2.
$\mathbf{N_{ef}}$ = resistencia efectiva.
$\mathbf{N_{ex}}$ = resistencia existente.
$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía del sistema y material estructural, definido en el Capítulo A.3.
$\mathbf{R'}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.
$\mathbf{f_a}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.
$\mathbf{f_c}$ = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.3.3.4.
$\mathbf{f_e}$ = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.3.3.4.
$\mathbf{f_p}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

A.10.1 - PROPOSITO Y ALCANCE

A.10.1.1 - GENERAL - El presente Capítulo establece los criterios que deben seguirse para poder adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la presente versión de las Normas Sismo Resistentes Colombianas.

A.10.1.2 - PROPOSITO - Una edificación que se remodele siguiendo los requisitos aquí presentados debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y un temblor fuerte sin colapso.

A.10.1.3 - ALCANCE - Los requisitos dados en este Capítulo pueden ser utilizados en el diseño y alteración de la estructura de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión de las Normas Sismo Resistentes Colombianas

A.10.1.3.1 - *Análisis de vulnerabilidad sísmica* - Los criterios presentados en este Capítulo pueden utilizarse en la verificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, dando el nivel de seguridad en comparación de lo que el Reglamento exigiría a una edificación nueva.

A.10.1.3.2 - *Reparaciones y cambios menores* - Se considera que el sistema estructural de la edificación no sufre modificación cuando se hacen reparaciones y cambios menores que no afecten el sistema de resistencia sísmica ni la integridad estructural de la edificación. En este caso no hay necesidad de llevar a cabo los estudios a que hace referencia el presente Capítulo, con la excepción anotada en A.10.1.3.3.

A.10.1.3.3 - *Cambio de uso* - Cuando se modifique el uso de una edificación, aun en los casos que menciona A.10.1.3.2, deben evaluarse las implicaciones causadas por este cambio de uso, ante cargas verticales, fuerzas horizontales y especialmente ante efectos sísmicos.

A.10.1.3.4 - *Edificaciones diseñadas y construidas utilizando la presente versión del Reglamento* - Cuando se trate de modificaciones de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia de la presente versión del Reglamento, estas alteraciones deben llevarse a cabo cumpliendo los requisitos del presente Reglamento.

A.10.1.3.5 - *Edificaciones declaradas como patrimonio histórico* - Cuando se trate de intervenciones estructurales de edificaciones declaradas como patrimonio histórico, donde existan restricciones severas para lograr un nivel de seguridad equivalente al que el Reglamento exigiría a una edificación nueva, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este menor nivel se justifique por parte del ingeniero diseñador y se acepte por parte del propietario, incluyendo dentro de los documentos que se presentan para solicitar la respectiva licencia de construcción, un memorial firmado en conjunto en el cual se incluyan las razones que motivan la reducción, el nivel de seguridad sísmica propuesto, y las medidas que se adoptarán para restringir el acceso al publico en general o los procedimientos colaterales que se adoptarán para proveer seguridad apropiada a los ocupantes.

A.10.1.3.6 - *Reforzamiento y rehabilitación de edificaciones existentes* - Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.7 deben ser empleados en las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica de edificaciones.

A.10.1.3.7 - *Reparación de edificaciones con posterioridad a la ocurrencia de un sismo* - Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.9 deben ser empleados en la reparación de edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, y que no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total por la autoridad competente o por el censo que se realice para ese, efecto con posterioridad a la ocurrencia del sismo, según sea el caso.

A.10.1.4 - PROCEDIMIENTO DE EVALUACION Y DISEÑO - En la aplicación del presente Capítulo deben seguirse los siguientes pasos:

INFORMACION PRELIMINAR

Paso 1 - Debe verificarse que la modificación esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.

Paso 2 - Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño y construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.

Paso 3 - El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: **(a)** la calidad del diseño de la estructura original y de la construcción de la misma y **(b)** el estado de mantenimiento y conservación. Esta calificación debe hacerse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.

EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Paso 4 - Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.3.2.

Paso 5 - Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura para las solicitaciones equivalentes definidas en el Paso 4.

Paso 6 - La resistencia existente de la edificación debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.3.3.3.

Paso 7 - Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de la calificación llevada a cabo en el Paso 3.

Paso 8 - Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado en el Paso 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en el Paso 4 y la resistencia efectiva obtenida en el Paso 7.

Paso 9 - Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis del Paso 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Paso 10 - Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en el Paso 9 y las derivas permitidas por el Reglamento en el Capítulo A.6. Igualmente debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por el presente Reglamento.

MODIFICACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Paso 11 - El tipo de modificación debe definirse de acuerdo con A.10.4 dentro de una de tres categorías: **(a)** Ampliaciones adosadas, **(b)** Ampliaciones en altura y **(c)** Actualizaciones al Reglamento.

Paso 12 - El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la modificación. Esta debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño y construcción debe llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece el presente Capítulo.

A.10.1.5 - CALCULOS, MEMORIAS Y PLANOS - Debe elaborarse una memoria justificativa de cálculos en la cual deben quedar claramente consignados los siguientes aspectos:

(a) Una relación de los documentos de diseño y construcción de la edificación original que fueron utilizados en la evaluación y diseño de las modificaciones, tales como: planos arquitectónicos y estructurales, memorias de cálculo, estudios de suelos, registros de la interventoría, libros de obra, consultas personales a profesionales que participaron en el diseño o construcción, etc.

(b) Una relación de la evaluación del estado actual de la edificación llevada a cabo como lo exige A.10.2.

(c) Una descripción muy clara justificando la definición de los parámetros de evaluación y diseño que provienen del estudio de la situación actual de la edificación.

(d) Memoria de cálculos del diseño de la modificación a la estructura con la correspondiente justificación de que la estructura final tendrá la resistencia y comportamiento esperados, cuando actúa en conjunto con la estructura preexistente.

(e) Los otros documentos apropiados, a juicio del diseñador, de aquellos que exige el presente Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.1.5.1 - Esta memoria debe ir firmada por un Ingeniero Civil debidamente matriculado, que cumpla las condiciones establecidas en los Artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997.

A.10.1.6 - SUPERVISION TECNICA - La construcción de la alteración del sistema estructural existente debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento.

A.10.1.6.1 - El Supervisor Técnico debe dejar constancia en los registros de la supervisión de que las hipótesis en que se basó el diseñador fueron confirmadas en la obra. En caso de presentarse discrepancias debe quedar constancia escrita de que el diseñador fue informado de ellas y de las acciones correctivas que él fijó.

A.10.1.7 - CRITERIO Y RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO - El tipo de diseño a que hace referencia en su alcance este documento exige el mejor criterio y experiencia por parte del ingeniero que lo lleva a cabo, dado que el diseñador se hace responsable, dentro del mismo alcance que tiene esa responsabilidad en el presente Reglamento, de la correcta aplicación de los requisitos del Reglamento y del comportamiento de la edificación en el futuro.

A.10.2 - ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS

A.10.2.1 - INFORMACION PREVIA - Deben realizarse investigaciones sobre la construcción existente, tendientes a determinar los siguientes aspectos acerca de ella:

(a) Cuando se disponga de documentos descriptivos del diseño de la estructura original, debe constatarse en el sitio su concordancia con la construcción tal como se encuentra en el momento. Deben hacerse exploraciones en lugares representativos y dejar constancia del alcance de estas exploraciones.
(b) La calidad de la construcción de la estructura original debe determinarse de una manera cualitativa.
(c) El estado de conservación de la estructura debe evaluarse de una manera cualitativa.
(d) Debe investigarse la estructura con el fin de determinar su estado a través de evidencia de fallas locales, deflexiones excesivas, corrosión de las armaduras y otros indicios de su comportamiento.
(e) Debe investigarse la ocurrencia de asentamientos de la cimentación y su efecto en la estructura.
(f) Debe determinarse la eventual ocurrencia en el pasado de eventos extraordinarios que hayan podido afectar la integridad de la estructura, debidos a incendio, sismo, remodelaciones previas, colocación de acabados que hayan aumentado las cargas, y otras modificaciones.

A.10.2.2 - ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL - Debe calificarse el estado del sistema estructural de la edificación de una manera totalmente cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. Esta calificación se debe realizar de la manera prescrita a continuación:

A.10.2.2.1 - *Calidad del diseño y la construcción de la estructura original* - Esta calificación se define en términos de la mejor tecnología existente en la época en que se construyó la edificación. Al respecto puede utilizarse información tal como: registros de interventoría la construcción y ensayos realizados especialmente para ello. Dentro de la calificación debe tenerse en cuenta el potencial de mal comportamiento de la edificación debido a distribución irregular de la masa o la rigidez, ausencia de diafragmas, anclajes, amarres y otros elementos necesarios para garantizar un buen comportamiento de ella ante las distintas solicitaciones. La calidad del diseño y la construcción de la estructura original debe calificarse como buena, regular o mala.

A.10.2.2.2 - *Estado de la estructura* - Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos tales como: sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras, asentamientos diferenciales, reformas, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar su estado actual. El estado de la estructura existente debe calificarse como bueno, regular o malo.

A.10.3 - CRITERIOS DE EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

A.10.3.1 - GENERAL - Debe determinarse si la edificación en su estado actual, está en capacidad de resistir adecuadamente las cargas prescritas por el presente Reglamento.

A.10.3.2 - SOLICITACIONES EQUIVALENTES - Debe establecerse una equivalencia entre las solicitaciones que prescribe el Reglamento, para estructuras nuevas y las que está en capacidad de resistir la estructura en su estado actual. Al respecto se deben utilizar los siguientes criterios:

A.10.3.2.1 – *Movimientos sísmicos de diseño* - Deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño que prescribe el Capítulo A.2 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación.

A.10.3.2.2 - *Clasificación del sistema estructural* - El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales que define el Capítulo A.3.

A.10.3.2.3 - *Coeficiente de capacidad de disipación de energía,* $\mathbf{R'}$ - De acuerdo con el sistema estructural a que corresponda la edificación y a los requisitos constructivos y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original debe asignarse un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$ ($\mathbf{R} = \mathbf{f_a}\ \mathbf{f_p}\ \mathbf{R_0}$), el cual se denominará $\mathbf{R'}$ dentro del presente Capítulo. La asignación debe hacerse de acuerdo con la información disponible sobre la estructura.

(a) Cuando se disponga de buena información sobre el diseño original, tal como planos y memorias, se permite, de acuerdo con el mejor criterio del ingeniero que lleva a cabo la evaluación, determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija el Reglamento. La selección del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, cuando haya cumplimiento parcial de los requisitos puede aproximarse interpolando entre los valores de $\mathbf{R}$ que da el Capítulo A.3.

(b) Cuando no se disponga de buena información sobre el diseño original, o ésta sea incompleta o fragmentaria, el ingeniero que lleve a cabo la evaluación debe definir un valor de $\mathbf{R'}$ de acuerdo con su mejor criterio. Este valor no puede ser mayor que el valor que el Capítulo A.3 establezca para mismo sistema estructural y el mismo material.

(c) Cuando no exista ningún tipo de información se permite utilizar un valor de $\mathbf{R'}$ correspondiente a tres cuartos del valor que fija el Capítulo A.3 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad de que sea menor que la unidad.

(d) Cuando se trate de edificaciones de mampostería no reforzada, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, debe ser igual a la unidad.

A.10.3.2.4 – *Fuerzas sísmicas* – Las fuerzas sísmicas, $\mathbf{F_s}$, que el sismo de diseño impone a la edificación se deben determinar por medio del método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4. Estas fuerzas sísmicas deben distribuirse en la altura de acuerdo con el mismo método de la fuerza horizontal equivalente. Se permite utilizar el método del análisis dinámico dado en el Capítulo A.5, si a juicio del diseñador hay suficiente información para permitir su uso.

A.10.3.2.5 - *Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas* - Las otras solicitaciones diferentes a las solicitaciones sísmicas deben determinase siguiendo los requisitos del Título B, con excepción de las cargas muertas, las cuales deben evaluarse con base en observaciones y mediciones de campo. Las cargas muertas en ningún caso, para efectos de determinar las solicitaciones equivalentes, pueden ser menores a las prescritas en el Título B.

A.10.3.2.6 - *Análisis estructural* - Con el fin de determinar las fuerzas y esfuerzos internos de la estructura debe llevarse a cabo un análisis estructural por medio de uno de los modelos matemáticos permitidos por este Reglamento.

A.10.3.2.7 – *Obtención de las solicitaciones equivalentes* - Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas equivalentes que se emplean en la revisión de la estructura existente. Esta combinación debe realizarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de revisión, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R'}$ ($\mathbf{E = F_S / R'}$).

A.10.3.3 - RELACION ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD - Deben determinarse unos índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes definidas en A.10.3.2.

A.10.3.3.1 - *Definición del índice de sobreesfuerzo* - El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con A.10.3.2 y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones:

(a) ***índice de sobreesfuerzo de los elementos***, el cual se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales, e

(b) ***índice de sobreesfuerzo de la estructura***, cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

A.10.3.3.2 - *Determinación del índice de sobreesfuerzo* - Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

A.10.3.3.3 - *Resistencia existente de los elementos* - La resistencia existente de los elementos de la estructura, N_{ex}, debe ser determinada por el ingeniero que hace la evaluación con base en la información disponible y utilizando su mejor criterio y experiencia. Por resistencia se define el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia. En general la resistencia existente corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe el Reglamento en los títulos correspondientes.

A.10.3.3.4 - *Resistencia efectiva* - La resistencia efectiva N_{ef} de los elementos, o de la estructura en general, debe evaluarse como el producto de la resistencia existente N_{ex}, multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia f_c y f_e, así:

$$N_{ef} = f_c \, f_e \, N_{ex} \qquad \textbf{(A.10-1)}$$

donde a f_c y f_e se les asigna el valor dado en la Tabla A.10-1, dependiendo de la calificación de la calidad y estado de la estructura definidas en A.10.2.2.1 y A.10.2.2.3.

A.10.3.3.5 - *Definición del índice de flexibilidad* - Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

(a) ***índice de flexibilidad del piso***, el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y

(b) ***índice de flexibilidad de la estructura***, definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

Tabla A.10-1
Valores de f_c y f_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
f_c o f_e	0.9	0.7	0.5

A.10.4 - TIPOS DE MODIFICACION

Se consideran los siguientes tipos de modificación a la estructura existente:

A.10.4.1 - AMPLIACIONES - Cubre aquellas edificaciones donde se amplía su área con o sin modificación en su altura. Se dividen en:

(a) ***Ampliación adosada*** - Es aquella en que se amplía el área sin modificar su altura. La ampliación debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos de A.10.5.

(b) ***Ampliación en altura*** - Es aquella en que se modifica la altura de la edificación con o sin aumento del área construida. El diseño y la construcción de este tipo de ampliación debe llevarse a cabo siguiendo los requisitos de A.10.6.

A.10.4.2 - ACTUALIZACION AL REGLAMENTO - Cubre aquellas edificaciones donde no hay modificación ni en el área ni en su altura y donde voluntariamente el propietario está mejorando la capacidad del sistema estructural para que sea capaz de resistir las solicitaciones que exige la presente versión del Reglamento y así obtener el nivel de comportamiento que se espera de una edificación nueva que se haya construido de acuerdo con él. La actualización debe hacerse siguiendo los requisitos que se dan en A.10.7.

A.10.5 - MODIFICACIONES ADOSADAS

A continuación se dan los requisitos que deben cumplirse en el diseño y ejecución de modificaciones adosadas:

A.10.5.1 - NECESIDAD DE MODIFICAR LA ESTRUCTURA EXISTENTE - Cuando los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad de la estructura existente son menores que la unidad no hay necesidad de modificar el sistema estructural existente, siempre y cuando la porción nueva de la edificación se separe de la antigua con una junta apropiada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6 del Reglamento. En este caso la porción nueva debe diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Reglamento.

A.10.5.1.1 - En aquellos casos en que para la edificación existente el índice de sobreesfuerzo o el índice de flexibilidad sea mayor que la unidad, hay necesidad de modificar el sistema estructural de la porción existente hasta el punto en que el índice de sobreesfuerzo y el de flexibilidad sean menores que la unidad, aún en aquellos casos en que se separe la porción antigua de la nueva por medio de una junta.

A.10.5.2 - RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS - La edificación resultante de la modificación, incluyendo la parte nueva y la antigua, debe ser analizada nuevamente y deben diseñarse los elementos estructurales nuevos, de tal manera que la edificación quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.5.2.1 - Cuando la porción nueva se separe de la porción existente por medio de una junta apropiada, la porción nueva debe diseñarse en su totalidad siguiendo los requisitos del Reglamento. La porción existente debe modificarse de tal manera que su índice de sobreesfuerzo y su índice de flexibilidad sean menores o iguales a la unidad. Sólo en aquellos casos en que la licencia de construcción de la ampliación no cubra la porción antigua puede dejarse esta porción sin modificación y se debe marcar claramente en los planos y documentos el hecho de que esta porción no fue intervenida, y que por lo tanto su comportamiento esperado puede ser diferente al de la porción nueva.

A.10.5.2.2 - Cuando las dos edificaciones, antigua y nueva, trabajen en conjunto ante las solicitaciones requeridas, la fuerzas horizontales deben distribuirse en proporción a las rigideces relativas de las dos porciones teniendo especial cuidado en evitar efectos torsionales nocivos al unir las porciones antigua y nueva de la edificación. El diseñador debe demostrar que el efecto torsional fue tomado en cuenta. Cuando la porción antigua se repare adecuadamente, se permite modificar el valor de **R'** así como la clasificación de estado de la edificación y utilizar el nuevo valor de coeficiente de reducción de resistencia por estado de la edificación, $\mathbf{f_e}$ en el cálculo del índice de sobreesfuerzo.

A.10.5.3 - REQUISITOS CONSTRUCTIVOS - La porción nueva debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos propios para el material y el sistema estructural que el Reglamento fije para la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación.

A.10.5.4 - EFECTOS EN LA CIMENTACION - Debe demostrarse que la cimentación de la porción nueva no afecta la cimentación de la parte antigua y que el conjunto se comportará adecuadamente desde el punto de vista de asentamientos y capacidad portante del suelo. En aquellos casos en que la cimentación antigua deba soportar cargas de la porción nueva, debe hacerse una exploración de la cimentación antigua, supervisada por un ingeniero geotecnista, que demuestre que existe la capacidad adecuada para resistir las nuevas cargas que se le imponen sin efectos nocivos.

A.10.6 - AMPLIACION EN ALTURA

A continuación se dan los requisitos que deben cumplirse en el diseño y ejecución de ampliaciones en la altura:

A.10.6.1 - TRABAJO EN CONJUNTO - En este tipo de modificaciones las dos porciones de la edificación trabajan en conjunto tanto para fuerzas horizontales como para cargas verticales, por lo tanto todo análisis y diseño debe tener en cuenta de una manera integrada la porción antigua y la porción nueva; y se deben tomar todas las precauciones necesarias para que la acción en conjunto ocurra, disponiendo elementos de amarre adecuados.

A.10.6.2 - RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS - La edificación en conjunto debe analizarse nuevamente y utilizando las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis debe demostrarse que es capaz de resistir las solicitaciones que exige el Reglamento tanto para cargas verticales como para fuerzas horizontales. Además debe demostrarse que la cimentación, incluyendo las modificaciones que se le hagan, es capaz de resistir las cargas que fija el Reglamento. La resistencia se debe evaluar de acuerdo con lo siguiente:

A.10.6.2.1 - *Cargas verticales* - La estructura en su totalidad debe ser capaz de resistir las cargas verticales que fija el Reglamento. La resistencia de los elementos de la porción antigua no puede tenerse en un valor mayor que la resistencia efectiva evaluada de acuerdo con A.10.3.3.4. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura, $\mathbf{f_e}$, puede actualizarse al nivel de estado que se obtiene después de la reparación.

A.10.6.2.2 - *Fuerzas horizontales* - Las solicitaciones sísmicas deben determinarse utilizando el mismo coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, utilizado en la determinación del índice de sobreesfuerzo, calculado de acuerdo con A.10.3.3.4. Estas solicitaciones deben calcularse para toda la edificación, incluyendo la parte nueva y la antigua. La resistencia de los elementos de la porción antigua no puede sobrepasar la resistencia efectiva evaluada de acuerdo con las prescripciones de A.10.3.3.3. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura, $\mathbf{f_e}$, puede actualizarse al nivel de estado que se obtiene después de la reparación.

A.10.6.3 - ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES EN LA PORCION ANTIGUA - En caso de que al calcular, para el conjunto, el índice de sobreesfuerzo o de flexibilidad, se encuentre que la porción antigua no tiene suficiente resistencia o rigidez para garantizar un buen comportamiento, deben proveerse elementos adicionales que den suficiente resistencia y rigidez para obtener un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menor que la unidad.

A.10.6.4 - EMPALME DE ELEMENTOS NUEVOS CON ELEMENTOS ANTIGUOS - Debe demostrase por análisis o ensayo que los empalmes entre elementos nuevos y antiguos son capaces de transferir las fuerzas que se les solicitan.

A.10.6.5 - REQUISITOS CONSTRUCTIVOS - Todos los elementos estructurales nuevos, colocados en la porción nueva o antigua, deben cumplir los requisitos que para el material estructural exija el Reglamento, para el grado de capacidad de disipación de energía apropiado.

A.10.6.6 - EFECTOS EN LA CIMENTACION - El efecto de las fuerzas horizontales y verticales en la cimentación de la estructura, tomada en conjunto, debe ser investigado bajo la supervisión de un Ingeniero geotecnista. Debe demostrarse que la cimentación es capaz de comportarse adecuadamente desde el punto de vista de capacidad portante, asentamientos y especialmente para el efecto de vuelco producido por la fuerzas horizontales trabajando con una nueva altura mayor de la edificación.

A.10.7 - REFORZAMIENTO Y REHABILITACIÓN SÍSMICA

A continuación se establecen los requisitos que se deben cumplir en el diseño y ejecución de actualizaciones a la presente versión del Reglamento y en las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica.

A.10.7.1 - ALCANCE - Los requisitos de la presente sección aplican para las siguientes edificaciones:

(a) Las designadas por la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, como de obligatoria actualización.
(b) Aquellas cuyo uso se modifique.

(c) Las que hayan sido dañadas por sismos, y
(d) Las que su propietario desee actualizar voluntariamente, conforme al presente reglamento.

A.10.7.2 - RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS SEGÚN EL USO Y LA EDAD DE LA EDIFICACIÓN - A continuación se definen los requisitos mínimos que deben cumplirse para el reforzamiento y rehabilitación sísmica, según el uso y la edad de las edificaciones:

A.10.7.2.1 - ***Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad-*** La intervención de edificaciones pertenecientes a los grupos de uso III y IV, tal como los define A.2.5 independientemente de la época de construcción de la edificación, debe ser de un alcance tal que la edificación después de su intervención cumpla los requisitos del presente Reglamento y la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2.

A.10.7.2.2 - ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia de la Ley 400 de 1997 -*** Las estructuras diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia de la Ley 400 de 1997, deben tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad

A.10.7.2.3 - ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 -*** En la intervención de edificaciones diseñadas y construidas después del 1° de diciembre de 1984 y antes del 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984, se permite cumplir con los siguientes requisitos mínimos, sustitutivos de los requisitos correspondientes contenidos en el presente Reglamento:

(a) Se permite que el índice de flexibilidad evaluado para la edificación reparada alcance, sin exceder, valores hasta de 1.5. El índice de sobreesfuerzos no puede exceder la unidad.
(b) La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2.

A.10.7.2.4 - ***Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 -*** Las estructuras diseñadas y construidas i antes del 1° de diciembre de 1984, fecha en que entró en vigencia el Decreto 1400 de 1984, deben obtener, como mínimo, al ser intervenidas, un nivel de seguridad equivalente al que se obtendría al aplicar lo establecido en A. 10.7.2.3. No obstante, para edificaciones pertenecientes a particulares y para reparaciones post terremoto, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este menor nivel se justifique debidamente por parte del ingeniero diseñador estructural, y por parte del diseñador de los elementos no estructurales si es del caso, y se acepte por parte del propietario; incluyendo dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado en conjunto en el cual se incluyan las razones que motivan la reducción, el nivel de seguridad sísmica obtenido, y las medidas que se adoptarán para proteger al público en general.

A.10.7.3 - REQUISITOS CONSTRUCTIVOS - La modificación debe llevarse a cabo cumpliendo los requisitos, para el material y sistema estructural de la edificación, exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía utilizado en la determinación de índice de sobreesfuerzo de la edificación existente.

A.10.8 - ANALISIS DE VULNERABILIDAD

A.10.8.1 – GENERAL - El análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente consiste en los siguientes aspectos:

(a) determinación de los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
(b) formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia, identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos, iniciando con aquellos con un mayor índice de sobreesfuerzo,

(c) definición de un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento, y

(d) obtención de un índice de flexibilidad general de la edificación, definido con base en el procedimiento definido en A.10.3.3.5. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento.

A.10.8.2 – EDIFICACIONES INDISPENSABLES – En la verificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones indispensables existentes se debe incluir, además de los indicado en A.10.8.1, al menos los siguientes aspectos:

(a) identificar la influencia de los movimientos sísmicos de diseño de Capítulo A.2, y de los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño del Capítulo A.12,

(b) determinar el cortante basal resistente de la edificación en su totalidad, ya sea por flexión o por esfuerzos cortantes, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos de colapso posibles. Esta verificación puede realizarse para la distribución, en la altura de la edificación, de las fuerzas sísmicas horizontales que prescribe el método de la fuerza horizontal equivalente, Capítulo A.4, o el método del análisis dinámico, Capítulo A.5, y

(c) debe, por medio de metodologías inelásticas adecuadamente sustentadas, llevar a cabo la identificación del modo de falla prevaleciente, ya sea por flexión o por cortante. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía **R'** a emplear, debe ser concordante con la sustentación indicada, con la secuencia de degradación de rigidez y resistencia esperadas, y con su influencia en la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

A.10.8.3 - METODOLOGÍAS ALTERNAS - Exclusivamente en la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones existentes, en reemplazo de lo prescrito en A.10.3, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.7, alternativamente se permite el empleo de las secciones correspondientes a análisis de vulnerabilidad de los siguientes documentos:

(a) *"NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings",* Federal Emergency Management Agency, FEMA 273/274, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1997

(b) *"NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings',* Federal Emergency Management Agency, FEMA 276, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.

(c) *'Seismic Evaluation and Retrofít of Concrete Buildings - ATC-40r,* Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.

A.10.9 - REPARACIÓN DE EDIFICACIONES CON POSTERIORIDAD A LA OCURRENCIA DE UN SISMO

A.10.9.1 - GENERAL - Con posterioridad a la ocurrencia de un sismo las edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, y que no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total por la autoridad competente o por el censo que se realice para ese efecto; deben ser reparadas de acuerdo con las exigencias y criterios que a continuación se establecen:

A.10.9.1.1 - *Objeto -* Una edificación reparada de acuerdo con los requisitos establecidos aquí, debe cumplir el propósito mismo de las normas sismo resistentes como se indica en el artículo 1° de la Ley 400 de 1997 y en A. 1.2.2 del presente Reglamento.

A.10.9.1.2 • *Alcance de la reparación -* De acuerdo con la tipología de los daños presentados, con excepción de las edificaciones de los grupos de uso III y IV las cuales deben cumplir con lo establecido en A.10.7.2.1, el alcance de la reparación se podrá enfocar de una de las siguientes maneras:

1. *Daños en los elementos no estructurales, sin daño en los elementos estructurales -* *La* reparación se limitará a intervenir los elementos no estructurales afectados, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9 del Reglamento.

2. *Daños estructurales imputables a interacción adversa con elementos no estructurales -* El alcance de la reparación se puede limitar a reparar los elementos estructurales afectados, eliminando la

interacción adversa de los elementos no estructurales, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

3. *Todos los otros daños -* El alcance de la reparación estará dictado por la capacidad de cumplir los objetivos estructurales primordiales del diseño sismo resistente de proveer resistencia adecuada ante los efectos de los movimientos impuestos por el sismo sin que la estructura tenga deflexiones horizontales (derivas) excesivas al verse afectada por ellos. Para garantizar el cumplimiento de estos objetivos debe realizarse una evaluación de la estructura en general y de acuerdo con los resultados de esta evaluación determinar los elementos de la edificación que deben intervenirse, los cuales en muchos casos comprenden más de los que simplemente hay que reparar. El alcance de la intervención debe cubrir como mínimo:

(a) Los elementos estructurales que sufrieron daño,
(b) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para dar la resistencia sísmica mínima requerida,
(c) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para cumplir los requisitos de deriva, y
(d) Los elementos no estructurales que sufrieron daño.

A.10.9.1.3 - *Ocupación de la edificación durante su reparación* – La edificación puede ser .ocupada durante la ejecución de la reparación, si los profesionales encargados de su diseño y dirección emiten un concepto positivo al respecto, con base en que no haya peligro para la vida de los ocupantes.

A.10.9.2 - ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS - Para efectos de poder adelantar la reparación deben realizarse, como mínimo, los estudios e investigaciones que se describen a continuación:

A.10.9.2.1 - *Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación -* Debe seguirse el procedimiento indicado en A. 10.1.4, y en los pasos 11 y 12 se deben seguir los requisitos de la presente sección A. 10.9. Para edificaciones de concreto estructural y mampostería, en la parte metodológica del diseño de la reparación se permite el empleo de las recomendaciones contenidas en los documentos:

(a) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Basic Procedures Manual",* Federal Emergency Management Agency, FEMA 306, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.
(b) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Technical Resources",* Federal Emergency Management Agency, FEMA 307, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.

A.10.9.2.2 - *Cálculos memorias y planos de la reparación -* Los cálculos, memorias y planos de la reparación deben ajustarse a lo requerido en A.10.1.5.

A.10.9.2.3 - *Supervisión técnica -* La reparación debe someterse a una supervisión técnica cuando la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos la requiera.

A.10.9.2.4 - *Información sobre la estructura y su estado -* Deben seguirse los requisitos de A.10.2.

A.10.9.2.5 - *Criterios para diseñar la reparación -* Los criterios que se deben emplear para identificar la causa de los daños y su reparación, son los establecidos en A. 10.3, modificados de acuerdo con lo indicado en A. 10.7.2 según la edad de la edificación. Para edificaciones de concreto estructural y mampostería, en la parte metodológica del diseño de la reparación se permite el empleo de las recomendaciones contenidas en el siguiente documento:
"Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Federal Emergency Management Agency, FEMA 308, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999

CAPITULO A.11
INSTRUMENTACION SISMICA

A.11.1 - GENERAL

A.11.1.1 - INSTRUMENTACION - En el presente Capítulo se indica cuándo deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en dónde deben localizarse y quién corre con los costos de los instrumentos, del espacio que éstos ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos.

A.11.1.2 - ACELEROGRAFOS - En la instrumentación sísmica de edificaciones deben emplearse acelerógrafos digitales de movimiento fuerte.

(a) ***Objetivos de la instrumentación*** - Dentro de los objetivos de este tipo de instrumentación se encuentra la recolección de registros que permitan, entre otros: la medición de los períodos de vibración de la edificación al verse sometida a movimientos sísmicos, la determinación del nivel de daño que ocurrió a la edificación debido a la ocurrencia de un sismo que la afecte, la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas debida a los estratos de suelo subyacentes, el grado de atenuación que sufren las ondas sísmicas al viajar desde el lugar donde ocurre la liberación de energía hasta el sitio donde se encuentre localizada la edificación, y en general el mejoramiento sobre el conocimiento que se tiene a nivel nacional de los fenómenos sísmicos y sus efectos sobre las construcciones y los materiales de construcción nacionales. La valiosa información que se recolecta por medio de la instrumentación permitirá realizar ajustes a los requisitos del presente Reglamento en sus ediciones futuras; llevando, a una reducción de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones colombianas, y, muy seguramente, a una reducción de los costos de proveer seguridad sísmica a ellas.

(b) ***Aprobación del tipo de instrumento*** - INGEOMINAS es la entidad gubernamental que opera la Red Nacional de Acelerógrafos y es la encargada de aprobar los tipos de instrumentos que se coloquen en las edificaciones que los requieran de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo. El INGEOMINAS mantendrá una lista de los tipos de instrumentos aprobados para ser colocados en edificaciones, tal como requiere el presente Capítulo. La Red Nacional de Acelerógrafos del INGEOMINAS debe recibir gratuitamente copia de los registros obtenidos, independientemente de quien sea el propietario del instrumento.

A.11.1.3 - LOCALIZACION - La definición de la localización de los instrumentos sísmicos acelerográficos dentro de las edificaciones es responsabilidad del Ingeniero que realice el diseño estructural del proyecto, atendiendo las recomendaciones dadas en la presente sección y en A.11.1.4. La localización de los instrumentos debe estar comprendida dentro uno de los siguientes tipos:

(a) ***Instrumentación en la altura*** - Se dispone un mínimo de tres instrumentos en la altura de la edificación, de tal manera que exista al menos uno en su base, uno a media altura de la edificación y uno en el nivel superior. En este caso el instrumento colocado en la base debe tener tres sensores triaxiales con dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical, y los otros dos instrumentos pueden tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

(b) ***Instrumento único en la edificación*** - Cuando se coloca un solo instrumento en la edificación, éste debe localizarse en la base de la misma.

(c) ***Instrumento de campo abierto*** - Se coloca un instrumento sobre el terreno, alejado de las edificaciones, por lo menos una distancia igual a su altura.

(d) ***Arreglo de instrumentos*** - Se dispone un conjunto de instrumentos que cubren las localizaciones anteriores. En este caso los instrumentos deben tener un dispositivo que inicie el registro de aceleraciones en todos ellos simultáneamente.

A.11.1.3.1 - En todas las edificaciones donde se coloquen instrumentos sísmicos, se debe realizar un estudio geotécnico cuyo alcance permita definir las propiedades dinámicas del suelo en el sitio.

A.11.1.4 - CARACTERISTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO - El espacio físico donde se coloca el instrumento debe tener al menos un área de dos metros cuadrados con una dimensión mínima en planta de 1.20 metros y una altura libre mínima de dos metros, debe estar alejado de las zonas alta circulación, de maquinarias y equipos que induzcan vibraciones. El espacio debe ser cerrado, pero con ventilación adecuada, y ser

de un material adecuado para garantizar la seguridad del instrumento. Además se debe colocar dentro de él una toma eléctrica doble, un breaker de 15 amperios y una salida de iluminación eléctrica con interruptor. El piso debe ser de concreto y de un espesor suficiente para permitir el anclaje del instrumento (mínimo 15 cm). El espacio no puede ser utilizado para ningún otro fin diferente al de albergar el instrumento. Cuando se utilice un arreglo de instrumentos, los espacios que alberguen los diferentes instrumentos, deben disponer de una conexión entre ellos por medio de un tubo de PVC de diámetro mínimo de una pulgada (1") para poder realizar las conexiones eléctricas entre instrumentos.

A.11.1.5 - COSTOS - Los diferentes costos en que se incurre en la instrumentación de una edificación se distribuyen de la siguiente manera:

(a) ***Costo de los instrumentos*** - Los instrumentos serán adquiridos por la persona, natural o jurídica, a cuyo nombre se expida la licencia de construcción de la edificación, quien además debe costear su instalación. El INGEOMINAS se reserva el derecho de colocar instrumentos adicionales, a su costo, dentro de los espacios que se destinen para la instrumentación sísmica. La propiedad de los instrumentos será de quienes los adquieran. Independientemente de quien sea el propietario del instrumento, la Red Sismológica Nacional debe recibir copia de los registros obtenidos por medio de los instrumentos.

(b) ***Costo de los espacios donde se colocan los instrumentos*** - El costo del espacio o espacios donde se colocan los instrumentos será de cargo de los propietarios de la edificación. El propietario, o propietarios, de la edificación darán libre acceso a estos espacios a los funcionarios del INGEOMINAS, o a quienes ellos deleguen, para efectos de instalación, mantenimiento y retiro de los registros del instrumento. Cuando se trate de una copropiedad, en el reglamento de copropiedad deben incluirse cláusulas al respecto.

(c) ***Costo del mantenimiento de los instrumentos*** - El costo de mantenimiento de los instrumentos correrá por cuenta del propietario o propietarios de la edificación. Esta obligación debe quedar incluida en el reglamento de copropiedad. Quien preste el mantenimiento debe ser aprobado por el INGEOMINAS. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, esta debe realizarse con una periodicidad no mayor de un año.

(d) ***Costo de la vigilancia del instrumento*** - Los costos de vigilancia de los instrumentos correrán por cuenta de los propietarios de la edificación donde se encuentren localizados, sean éstos de su propiedad o no. Los propietarios son responsables del instrumento para efectos de su seguridad, y deben adquirir y mantener una póliza de seguros, la cual debe cubrir el costo de reposición del instrumento en caso de hurto, substracción u otra eventualidad.

A.11.2 - COLOCACION DE INSTRUMENTOS SISMICOS

Dentro de las construcciones que se adelanten en el territorio nacional, cubiertas por el alcance del presente Reglamento, deben colocarse instrumentos sísmicos en los siguientes casos:

A.11.2.1 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA ALTA - En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta deben colocarse instrumentos sísmicos:

(a) En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² y que tenga entre **3** y **10** pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo. El espacio para su colocación será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.

(b) En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² que tenga entre **11** y **20** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta. En este caso el instrumento localizado cerca de la cubierta puede tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

(c) En toda edificación de más de **21** pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores de aceleración, uno triaxial y dos biaxiales como indica A.11.1.3(a), conectados a un sistema central de captura de datos.

(d) En todo conjunto habitacional que tenga más de **200** unidades de vivienda, que no sean de interés social, se debe colocar un instrumento de campo abierto.

A.11.2.2 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA INTERMEDIA - En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia deben colocarse instrumentos sísmicos:

(a) En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² y que tenga entre **5** y **15** pisos debe colocarse un instrumento como mínimo. El espacio donde se coloque el instrumento será colindante con el

sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.

(b) En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² que tenga entre **16** y **25** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta.

(c) En toda edificación de más de **25** pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores triaxiales de aceleración, conectados a un sistema central de captura de datos.

(d) todo conjunto habitacional que tenga más de **300** unidades de vivienda, que no sean de interés social, debe colocarse un instrumento sísmico de campo abierto.

A.11.2.3 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA BAJA - En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica baja no hay obligación de colocar instrumentos sísmicos.

►

CAPITULO A.12
REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL GRUPO DE USO IV

A.12.0 - NOMENCLATURA

A_d = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.
E_d = fuerzas sísmicas del umbral de daño.
g = aceleración debida a la gravedad (g = 9.8 m/s^2).
h_{pi} = altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, i-1.
I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2
M = masa total de la edificación - M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.
S = coeficiente de sitio dado en A.2.4.2.
$\bar{S}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro elástico del umbral de daño ($\bar{S} = 1.25\ S$).
S_{ad} = valor del espectro de aceleraciones del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.12.3.
T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.
T_d = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro del umbral de daño, para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase A.12.3
V_s = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.
V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.

A.12.1 - GENERAL

A.12.1.1 - PROPOSITO - El presente Capítulo contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso IV, definido en A.2.5.1.1, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor.

A.12.1.2 - ALCANCE - Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1 y de las demás que la comunidad designe como tales.

A.12.1.3 - METODOLOGIA - La determinación de la operatividad de la edificación con posterioridad a la ocurrencia de un sismo se realiza verificando que la edificación se mantiene dentro del rango elástico de respuesta al verse sometida a unas solicitaciones sísmicas correspondientes al inicio del daño, o umbral de daño.

A.12.1.4 - PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN - Además de los pasos que deben cumplirse en el diseño de la edificación presentados en A.1.3.2, deben realizarse los siguientes pasos adicionales, con el fin de verificar que la estructura y los elementos no estructurales se mantienen dentro del rango elástico de respuesta cuando se presenten los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño:

Paso A - Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño - Determinación de los movimientos sísmicos del umbral de daño para el lugar, de acuerdo con lo establecido en A.12.2.

Paso B - Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño - Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.

Paso C - Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño - El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.

Paso D - Verificación para el umbral de daño - Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

A.12.2 - MOVIMIENTOS SISMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.2.1 - Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de quince años, en función de la aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño, representada por el parámetro $\mathbf{A_d}$. El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.12.2.2 y A.12.2.3.

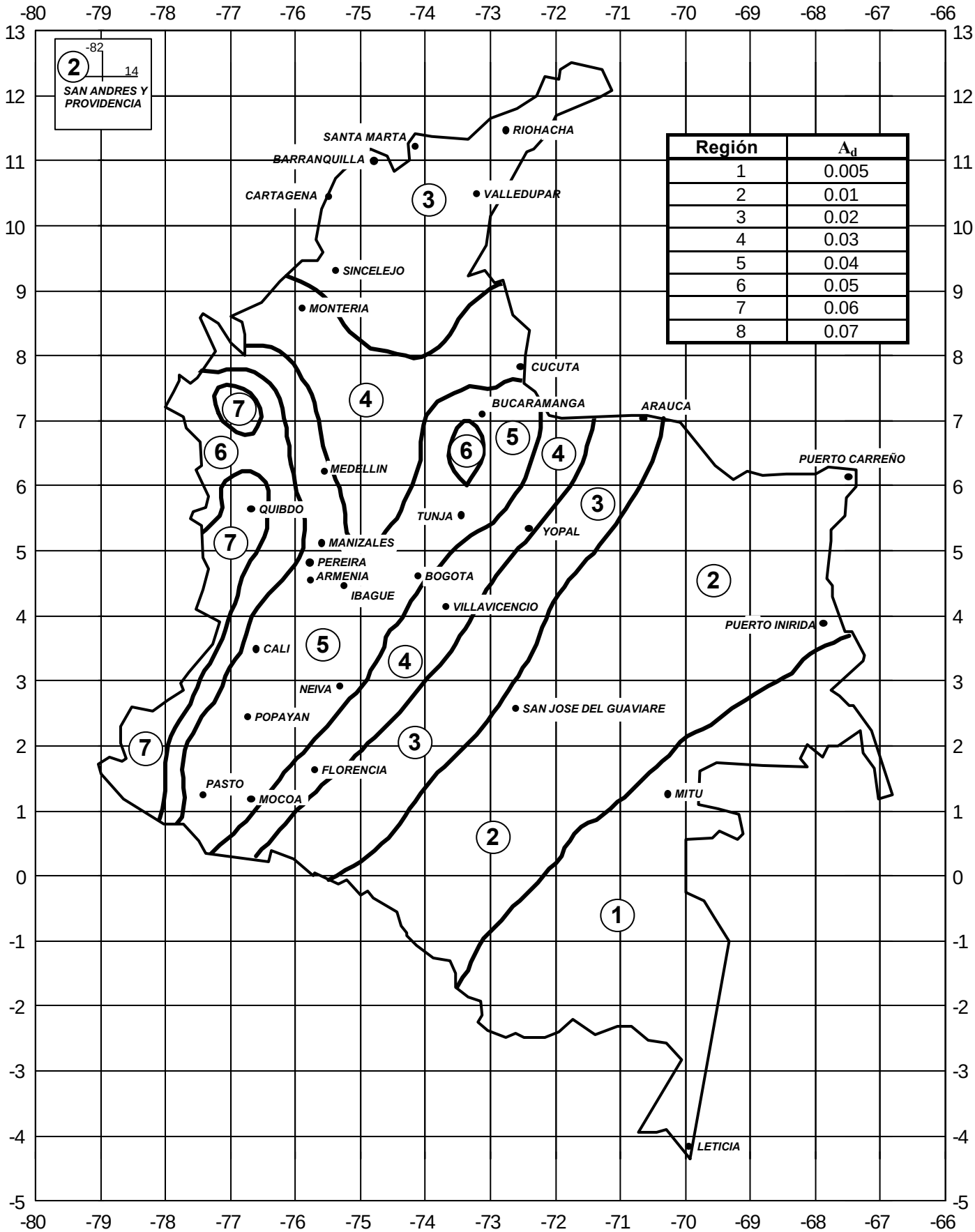
A.12.2.2 - Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el Mapa de la figura A.12-1. El valor de $\mathbf{A_d}$ se obtiene de la tabla A.12-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la tabla A.12-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-3, incluido al final del presente Título.

TABLA A.12-1
VALORES DE A_d SEGUN LA REGION
DEL MAPA DE LA FIGURA A.12-1

Región Nº	A_d
8	0.07
7	0.06
6	0.05
5	0.04
4	0.03
3	0.02
2	0.01
1	0.005

Tabla A.12-2
VALORES DE A_d PARA LAS CIUDADES CAPITALES DE DEPARTAMENTO

Ciudad	A_d	Ciudad	A_d
Arauca	0.02	Neiva	0.04
Armenia	0.04	Pasto	0.04
Barranquilla	0.02	Pereira	0.04
Bogotá	0.04	Popayán	0.04
Bucaramanga	0.04	Puerto Carreño	0.01
Cali	0.04	Puerto Inírida	0.01
Cartagena	0.02	Quibdó	0.06
Cúcuta	0.03	Riohacha	0.02
Florencia	0.03	San Andrés, Isla	0.01
Ibagué	0.04	San José del Guaviare	0.01
Leticia	0.005	Santa Marta	0.02
Manizales	0.04	Sincelejo	0.02
Medellín	0.04	Tunja	0.04
Mitú	0.005	Valledupar	0.02
Mocoa	0.04	Villavicencio	0.03
Montería	0.03	Yopal	0.03



Región	A_d
1	0.005
2	0.01
3	0.02
4	0.03
5	0.04
6	0.05
7	0.06
8	0.07

MAPA DE VALORES DE A_d

Figura A.12-1

A.12.2.3 – Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local; con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible variar, por medio de una ordenanza municipal, el valor de A_d, con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá se menor al dado en el presente Reglamento.

A.12.3 - ESPECTRO DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.3.1 - La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se da en la figura A.12-2 y se define por medio de la ecuación A.12-1, en la cual el valor T es el mismo que se utilizó para obtener el espectro de diseño de la edificación en el Capítulo A.2 y el valor de $\bar{S}$ es igual a $1.25\,S$, siendo S el valor del coeficiente de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección A.2.4. Además deben cumplirse las limitaciones dadas en A.12.3.2 a A.12.3.3.

$$S_{ad} = \frac{1.5\,A_d\,\bar{S}}{T} \qquad \textbf{(A.12-1)}$$

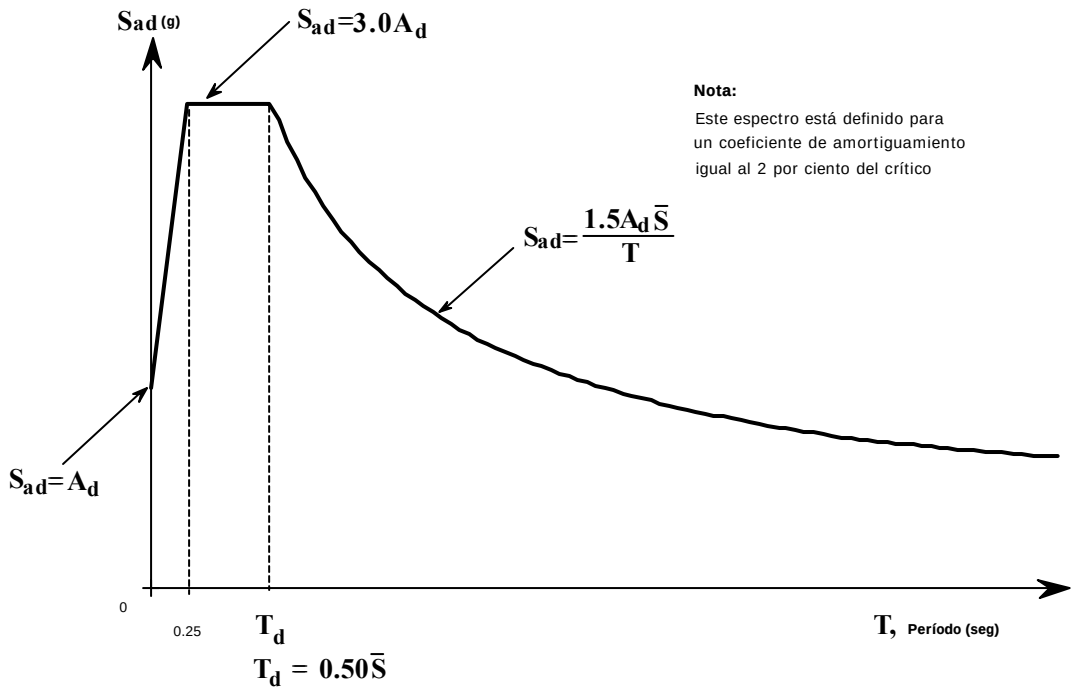


Figura A.12-2 - Espectro elástico del umbral de daño

A.12.3.2 - Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación A.12-2.

$$S_{ad} = A_d\left(1.0 + 8T\right) \qquad \textbf{(A.12-2)}$$

A.12.3.3 - Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_d, calculado de acuerdo con la ecuación A.12-3, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12-4.

$$T_d = 0.5\,\bar{S} \qquad \textbf{(A.12-3)}$$

y

$$S_{ad} = 3.0A_d \qquad \textbf{(A.12-4)}$$

A.12.3.4 – Alternativamente pueden emplearse los requisitos del Apéndice H-1 para la determinación de la forma del espectro, substituyendo allí el valor de A_a por el de A_d, sin emplear el límite dado por la ecuación H-1-5, y multiplicando las ordenadas espectrales dadas allí por un coeficiente igual a 1.4, para tomar en cuenta que el nivel de amortiguamiento esperado es del 2% del crítico.

A.12.4 - METODOLOGIA DE ANALISIS

A.12.4.1 - METODO DE ANALISIS A UTILIZAR - En la verificación de la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, como mínimo debe emplearse el método de la fuerza horizontal equivalente dado en el Capítulo A.4, aunque se permite el uso del método del análisis dinámico, prescrito en el Capítulo A.5.

A.12.4.2 - RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS - Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para verificación del umbral de daño deben ser compatibles con las fuerzas y deformaciones que le imponen los movimientos sísmicos correspondientes a la estructura. Al nivel de deformaciones del umbral de daño se considera que la estructura responde en el rango lineal y elástico de comportamiento y que los elementos no estructurales pueden contribuir a la rigidez de la estructura, si no están aislados de ella. Cuando los elementos no estructurales interactúan con la estructura al nivel de deformaciones del umbral de daño, debe tenerse en cuenta esta interacción, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

A.12.4.3. - USO DEL METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACION DEL UMBRAL DE DAÑO - Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente en el análisis de la estructura para los movimientos sísmicos del umbral de daño deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

A.12.4.3.1 - *Período fundamental de la edificación* - Puede utilizarse el período de vibración fundamental determinado de acuerdo con los requisitos de A.4.2.

A.12.4.3.2 - **F*uerzas sísmicas horizontales del umbral de daño*** – Las fuerzas sísmicas correspondientes a los movimientos sísmicos del umbral de daño corresponden a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, $\mathbf{V_{sd}}$. Este cortante sísmico en la base es equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos del umbral de daño, en la dirección en estudio, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V_{sd} = S_{ad}\, g\, M} \qquad \textbf{(A.12-5)}$$

El valor de $\mathbf{S_{ad}}$ en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración leída en el espectro definido en A.12.3 para el período $\mathbf{T}$ de la edificación. La fuerza sísmica horizontal del umbral de daño en cualquier nivel puede obtenerse de las ecuaciones A.4-6 y A.4-7, utilizando $\mathbf{V_{sd}}$ en vez de $\mathbf{V_s}$.

A.12.4.3.3 - ***Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño*** – Por medio de un análisis estructural realizado empleando las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño obtenidas como se indica en A.12.4.3.2, se obtienen las fuerzas internas del umbral de daño, $\mathbf{E_d}$. Deben utilizarse los requisitos de A.4.4.1 con la excepción del literal (f). En las estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, el grado de fisuración debe ser compatible con las fuerzas sísmicas del umbral de daño, tomando en cuenta que la estructura actúa dentro del rango lineal de respuesta. Como resultados del análisis se deben obtener los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, los cuales se emplean para evaluar el cumplimiento de los requisitos de deriva para el umbral de daño. Si los elementos no estructurales fueron incluidos en el análisis deben determinarse sus deformaciones y esfuerzos.

A.12.4.4. - USO DEL METODO DE ANALISIS DINAMICO EN LA EVALUACION DEL UMBRAL DE DAÑO - Cuando se utilice el método del análisis dinámico deben emplearse los requisitos del Capítulo A.5, empleando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño en vez de los movimientos sísmicos de diseño. El ajuste de los resultados indicado en A.5.4.5 debe hacerse con respecto al valor de $\mathbf{V_{sd}}$, obtenido por medio de la ecuación A.12-5, en vez de $\mathbf{V_s}$.

A.12.5 - REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.5.1 - DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO - Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos para el umbral de daño, definidos en A.12.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.12.4 y con las rigideces indicadas en A.12.4.2. Los desplazamientos horizontales para el umbral de daño, en cualquiera de las direcciones principales en planta y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen por medio de la ecuación A.6-1, con la excepción de que no hay necesidad de incluir los desplazamientos causados por los efectos P-Delta.

A.12.5.2 - DERIVA MAXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO - La deriva máxima, para el umbral de daño, en cualquier punto del piso bajo estudio se obtiene por medio de la ecuación A.6-5.

A.12.5.3 - LIMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO - La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.12-3, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Tabla A.12-3
DERIVAS MAXIMAS PARA EL UMBRAL DE DAÑO COMO PORCENTAJE DE h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	$0.30\% \left(D^{i}_{max} \pounds 0.0030\, h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	$0.15\% \left(D^{i}_{max} \pounds 0.0015\, h_{pi}\right)$

A.12.5.3.1 – Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.0030\ h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.12.5.3.2 – Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.0015\ h_{pi}$.

A.12.6 - VERIFICACION DE ESFUERZOS

A.12.6.1 - ELEMENTOS ESTRUCTURALES - No hay necesidad de verificar los elementos estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

A.12.6.2 - MUROS NO ESTRUCTURALES - No hay necesidad de verificar los elementos no estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

CAPITULO A.13
DEFINICIONES Y NOMENCLATURA DEL TITULO A

A.13.1 - DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden al Título A de este Reglamento:

Acabados - Partes y componentes de una edificación que no hacen parte de la estructura o de su cimentación. Véase elementos no estructurales

Aceleración pico efectiva - $\mathbf{A_a}$ - Es un parámetro utilizado para determinar el espectro de diseño y se da en A.2.2.

Acelerograma - Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

Acelerógrafo - Instrumento que permite registrar las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo. Este registro queda consignado en un acelerograma.

Amenaza sísmica - Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno efectiva, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Amortiguamiento - Pérdida de energía en un movimiento ondulatorio.

Amplificación de la onda sísmica - Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.

Análisis dinámico - Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Análisis dinámico elástico - Tipo de análisis dinámico en el cual las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

Análisis dinámico inelástico - Tipo de análisis dinámico en el cual se tiene en cuenta que las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura pueden salirse del rango de respuesta lineal y entrar en el rango de respuesta inelástica.

Análisis espectral - Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo.

Análisis modal - Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración.

Apéndice - Es un elemento no estructural que sobresale del volumen general de la edificación.

Armadura - Véase cercha.

Base - Es el nivel en el que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o el nivel en el que la estructura, considerada como un oscilador, esta apoyada.

Capacidad de disipación de energía - Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico $\mathbf{R_0}$, el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura, para obtener el coeficiente de disipación de energía $\mathbf{R}$ ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

Capacidad de rotación de la sección - Es la capacidad que tiene una sección de un elemento estructural de admitir rotaciones en el rango inelástico sin perder su capacidad de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación

Carga muerta - Es la carga vertical debida a los efectos gravitacionales de la masa, o peso, de todos los elementos permanentes ya sean estructurales o no estructurales. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

***Carga gravitacional o peso*, $(M \cdot g)$** - Es el efecto vertical de la aceleración debida a la gravedad sobre la masa, M, de la edificación. M debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.

Carga viva - Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Casa - Edificación unifamiliar destinada a vivienda. Esta definición se incluye únicamente para efectos de la aplicación del Título E del Reglamento.

Centro de masa del piso - Es el lugar geométrico donde estaría localizada, en planta, toda la masa del piso al suponer el diafragma del piso como un cuerpo infinitamente rígido en su propio plano.

Centro de rigidez del piso - Es el lugar geométrico, localizado en planta y determinado bajo el supuesto de que el diafragma del piso es infinitamente rígido en su propio plano, donde al aplicar una fuerza horizontal, en cualquier dirección, no se presenta rotación del diafragma alrededor de un eje vertical.

Cercha - Es un conjunto de elementos estructurales unidos entre si, los cuales resisten primordialmente fuerzas axiales.

Coeficiente de amortiguamiento crítico - Es, para un sistema elástico, de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, el cociente entre la cantidad de amortiguamiento del sistema y el amortiguamiento mínimo que inhibe toda oscilación.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 - Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R - Coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado, f_a, y en planta, f_p. ($R = f_a\ f_p\ R_0$).

Construcción sismo resistente - Es el tipo de construcción que cumple el objetivo expresado en A.1.1.2, a través de un diseño y una construcción que cumplan los requisitos de la Ley 400 de 1997 y del presente Reglamento.

Constructor - Es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, bajo cuya responsabilidad se adelante la construcción de la edificación.

***Cortante de piso*, V_x** - Es la suma algebraica de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan por encima del piso en consideración.

***Cortante en la base*, V_s** - Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

Cuerda - Es el elemento de borde de un diafragma, el cual resiste principalmente esfuerzos axiales, en una forma análoga a las aletas de una viga.

Deriva de piso - Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales esta comprendido el piso.

Desempeño de los elementos no estructurales - Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte. El desempeño se clasifica en grado superior, bueno y bajo.

- ***(a) Grado de desempeño superior*** - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación en ningún aspecto.
- ***(b) Grado de desempeño bueno*** - Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo.
- ***(c) Grado de desempeño bajo*** - Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables.

DES - Capacidad especial de disipación de energía.

Diafragma - Conjunto de elementos estructurales, tal como una losa de entrepiso, que transmite la fuerzas inerciales horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. El término diafragma incluye conjuntos arriostrados horizontales. Véase sistema de arriostramiento horizontal.

Diagonal - Es un elemento estructural que hace parte de un pórtico con diagonales. La diagonal puede ser concéntrica, en pórticos con diagonales de concreto reforzado o de acero estructural, o excéntrica en pórticos de acero estructural.

Diagonal concéntrica - Es una diagonal cuyos dos extremos llegan a conexiones entre viga y columna.

Diagonal excéntrica - Es una diagonal en la cual uno de sus extremos llega a la viga en un punto alejado de la conexión entre viga y columna. Solo se utiliza en pórticos de acero estructural con diagonales.

Diseñador arquitectónico - Es el arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador de los elementos no estructurales - Es el profesional facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador estructural - Es el ingeniero civil, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

DMO - Capacidad moderada de disipación de energía.

DMI - Capacidad mínima de disipación de energía.

Ductilidad - Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. (Véase capacidad de disipación de energía, pues muchas veces estos términos son confundidos.) Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

- **(a)** ***ductilidad de curvatura*** - cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,
- **(b)** ***ductilidad de rotación*** - cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,
- **(c)** ***ductilidad de desplazamiento*** - cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y
- **(d)** ***ductilidad de deformación*** - cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Edificación - Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Edificación de atención a la comunidad – Son bs equipamentos urbanos necesarios para atender emergencias, preservar la salud y la seguridad de las personas, tales como estaciones de bomberos, cuarteles de policía y fuerzas militares, instalaciones de salud, sedes de organismos operativos de emergencias, entre otros.

Edificaciones indispensables – Son aquellos equipamentos urbanos de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno, tales como hospitales de niveles de complejidad 2 y 3, y centrales de operación y control de líneas vitales.

Efectos gravitacionales – Véase peso.

Elemento o miembro estructural - Componente del sistema estructural de la edificación. En las estructuras metálicas los dos términos no son sinónimos pues un miembro está compuesto por elementos. Por ejemplo en una viga con sección en I, la viga en sí es el miembro estructural, y su alma y alas son elementos del miembro.

Elemento colector - Es un elemento que sirve para transmitir las fuerzas inerciales generadas dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Elemento de borde - Es un elemento que se coloca en los bordes de las aberturas, en el perímetro de los muros de cortante o en el perímetro de los diafragmas.

Elementos flexibles (o sistemas flexibles) - Son aquellos cuya deformación, al ser solicitados por una fuerza horizontal, es significativamente mayor que la de los elementos adyacentes del sistema.

Elementos no estructurales - Elementos o componentes de la edificación que no hacen parte de la estructura o su cimentación. Véase acabados.

Efectos ortogonales - Son los que se producen en los elementos estructurales que pertenecen, simultáneamente, a sistemas resistentes situados en dos ejes ortogonales, cuando las fuerzas sísmicas actúan en una dirección distinta a la de estos dos ejes.

Efectos P-Delta - Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro - Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas de un grado de libertad durante un sismo.

Espectro de diseño - Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño.

Espectro del umbral de daño - Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos al nivel del umbral de daño.

Estructura - Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales. Las estructuras pueden ser catalogadas como estructuras de edificaciones o estructuras diferentes a las de las edificaciones.

Falla geológica - Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

Falla geológica activa - Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos.

Fuerzas mayoradas - Son las fuerzas que han sido multiplicadas por sus respectivos coeficientes de carga, tal como los define B.2.1 de este Reglamento.

Fuerzas sísmicas - Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

Grupo de uso - Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo, o cualquier tipo de desastre.

Histéresis - Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales

estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Indice de deriva - Es la deriva del piso dividida por la altura del mismo.

Ingeniero geotecnista - Es el ingeniero civil, quien firma el estudio geotécnico, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

Instalaciones indispensables – Véase edificaciones indispensables.

Interacción suelo-estructura - Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades de rigidez del suelo que da apoyo a la edificación, en conjunto con las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura.

Interventor - Es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, que representa al propietario durante la construcción de la edificación y bajo cuya responsabilidad se verifica que ésta se adelante de acuerdo con todas las reglamentaciones correspondientes y siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizados por los diseñadores. Véase supervisión técnica.

Licencia de construcción – Acto por medio del cual se autoriza, a solicitud del interesado, la realización de obras en un predio con construcciones, cualquiera que ellas sean, acordes con el plan de ordenamiento territorial y las normas urbanísticas del distrito o municipio.

Licuación - Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

Líneas vitales – Infraestructura básica de redes, tuberías o elementos conectados o continuos, que permite la movilización de energía eléctrica, aguas, combustibles, información y el transporte de personas o productos, esencial para realizar con eficiencia y calidad las actividades de la sociedad.

Mampostería estructural - Véanse las Definiciones en el Título D de éste Reglamento.

Masa – Cantidad de materia que posee un cuerpo. En el Sistema Internacional de Medidas (SI) se expresa en kilogramos, kg.

Método de la fuerza horizontal equivalente - Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de unas fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Método del análisis dinámico elástico - Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal o elástica.

Método del análisis dinámico inelástico - Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura se salen del rango de respuesta lineal o elástica.

Microzonificación sísmica - División de una región o de un área urbana, en zonas más pequeñas que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectados los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

Modos de vibración - Son las diferentes formas de vibración propias de la estructura. A cada modo de vibración corresponde una frecuencia de vibración propia. La respuesta dinámica de la estructura, en el rango elástico, se puede expresar como la superposición de los efectos de los diferentes modos. Una estructura tiene tantos modos de vibración, como grados de libertad tenga.

Modo fundamental - Es el modo de vibración correspondiente al período fundamental de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Movimientos sísmicos de diseño - Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo de diseño.

Movimientos sísmicos para el umbral de daño - Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo correspondiente al umbral de daño.

Movimiento telúrico – Movimiento de la corteza terrestre. Véase sismo.

Muro de carga - Es un muro estructural, continuo hasta la cimentación, que soporta principalmente cargas verticales.

Muro de cortante - Véase muro estructural.

Muro divisorio o partición - Es un muro que no cumple una función estructural y que se utiliza para dividir espacios.

Muro estructural - Es un muro, de carga o no, que se diseña para resistir fuerzas horizontales, de sismo o de viento, paralelas al plano del muro.

Muro no estructural - Véase muro divisorio.

Perfil de suelo - Son los diferentes estratos de suelo existentes debajo del sitio de la edificación.

Período de vibración, $\mathbf{T}$ - Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

Período de vibración fundamental - Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Peso – Efecto gravitacional sobre la masa. Se obtiene de multiplicar la masa en kg, por la aceleración debida a la gravedad, $\mathbf{g}$ ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2). Se expresa en newtons, N (1 N = 1 kg · 1 m/s^2).

Piso - Es el espacio comprendido entre dos niveles de una edificación. Piso $\mathbf{x}$ es el piso que está debajo del nivel $\mathbf{x}$.

Piso flexible - Es aquel en el cual la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, es menor que el 70% de la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Piso débil - Es aquel en el cual la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso es menor que el 70% de la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Pórtico - Es un conjunto de vigas, columnas y, en algunos casos, diagonales, todos ellos interconectados entre si por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro. Dependiendo de sus características tiene las siguientes denominaciones:

> ***Pórtico arriostrado*** - Véase la definición de pórtico con diagonales.
>
> ***Pórtico con diagonales*** - Pórtico compuesto por vigas, columnas y diagonales excéntricas, o concéntricas, que se utiliza primordialmente para resistir fuerzas horizontales. Sus elementos trabajan principalmente deformándose axialmente, como en una cercha. Sus nudos pueden, o no, ser capaces de transmitir momentos flectores, dependiendo del material estructural que se emplee.
>
> ***Pórtico con diagonales concéntricas*** - Es un pórtico con diagonales en el cual éstas llegan a los nudos conformados por las conexiones entre vigas y columnas.
>
> ***Pórtico con diagonales excéntricas*** - Es un pórtico, de acero estructural, con diagonales que cumple los requisitos presentados en el Capítulo F.3.

Pórtico espacial - Es un sistema estructural tridimensional, que no tiene muros de carga, compuesto por elementos interconectados de tal manera que el conjunto actúe como una unidad, con o sin la ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de arriostramiento horizontal. (Véase pórtico plano).

Pórtico losa-columna - Es un sistema estructural tridimensional aporticado en el cual las losas cumplen la función de las vigas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso. Véase reticular celulado

Pórtico no arriostrado - Es un pórtico resistente a momentos que soporta las fuerzas horizontales por medio de momentos flectores en sus elementos, y que no tiene diagonales ni muros estructurales.

Pórtico no resistente a momentos - Es un pórtico cuyas conexiones no son resistentes a momentos y que por lo tanto es inestable ante una solicitación de fuerzas horizontales, a menos que la responsabilidad de la resistencia ante estas fuerzas sea atendida por diagonales dentro del mismo pórtico o por conjuntos de elemento estructurales, tales como muros estructurales o pórticos con diagonales.

Pórtico para carga verticales - Es un pórtico espacial diseñado para resistir únicamente cargas verticales.

Pórtico plano - Es un pórtico en el cual todos sus elementos están contenidos dentro de un plano vertical. Este tipo de pórticos no puede utilizarse a menos que existan elementos estructurales que restrinjan los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano del pórtico, tales como otros pórticos o muros estructurales y que exista un diafragma que amarre horizontalmente el conjunto. (Véase A.3.1.5) Los enlaces entre pórticos planos a través de la viguetería del sistema de entrepiso no se consideran adecuados para efectos de restringir los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano de pórtico, caso en el cual deben disponerse vigas paralelas a la viguetería que enlacen las columnas y conformen un pórtico espacial.

Pórtico resistente a momentos - Es un pórtico espacial en el cual sus miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas, principalmente, por flexión.

Pórtico resistente a momentos, sin capacidad de disipación de energía - Es un pórtico de concreto reforzado que no cumple con los requisitos especiales de detallado del refuerzo para lograr un comportamiento dúctil, o que no está dispuesto espacialmente y no tiene resistencia ante fuerzas horizontales en la dirección perpendicular a su propio plano.

Pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) - Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) - Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o de los Capítulos F.1 y F.2 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) - Es un pórtico espacial, diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado, o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Probabilidad - Es el cociente del número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.

Propietario - Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción.

Resistencia - Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de los límites de deformación establecidos en este Reglamento.

Reticular celulado - Es un tipo de pórtico losa-columna, en el cual la losa trabaja en dos direcciones y es aligerada en las zonas lejanas de las columnas y maciza, o con capiteles, en las zonas aledañas a las columnas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso.

Revisor de los diseños – Es el ingeniero civil, diferente del diseñador e independiente laboralmente de él, que tiene la responsabilidad de revisar los diseños estructurales y estudios geotécnicos, o el arquitecto, ingeniero civil o mecánico, que revisa los diseños de elementos no estructurales; dentro del trámite de expedición de una licencia de construcción, para constatar que la edificación propuesta cumple con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento.

Riesgo sísmico - Corresponde a la determinación de las consecuencias económicas y sociales, expresada en términos monetarios, o de víctimas, respectivamente, para el sitio de interés en función de su probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición dado.

Rigidez de piso - Para un piso x, es el cociente entre el cortante de piso, V_x, y la deriva que éste cortante produce en el piso.

Riostra - Véase diagonal.

Riostra del diafragma (riostra transmisora, amarre, elemento colector) - Es el elemento de un diafragma, paralelo a la fuerza aplicada, que recoge y transmite el cortante del diafragma a los elementos resistentes verticales o el que distribuye las fuerzas dentro del diafragma. Estos miembros pueden estar sometidos a efectos axiales de tensión o de compresión. Véase sistemas de arriostramiento horizontal.

Sello seco registrado - Marca realzada que queda colocada sobre un plano de construcción y que reemplaza la firma del diseñador responsable de los diseños expresados en él. La marca que produce debe contener el nombre del profesional, su profesión (ingeniero civil, arquitecto, etc.) y el número de la matricula profesional.

Sismo, temblor o terremoto - Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

Sismo de diseño – Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 475 años. El diseño sismo resistente tiene dentro de sus objetivos la defensa de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño.

Sismo del umbral de daño - Es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de quince años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de diez años. Corresponde a un sismo de intensidad relativamente baja, ante cuya ocurrencia no deben producirse daños a los elementos estructurales y no estructurales, que en caso de que ocurran, éstos deben ser reparables y no deben interferir con el funcionamiento de la edificación.

Sistema combinado - Es un sistema estructural en el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico, resistente a momentos o no, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.2).

Sistema de muros de carga - Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son llevadas hasta la cimentación por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.1).

Sistema de pórtico - Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, no arriostrado, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales. (Véase A.3.2.1.3).

Sistema dual - Es el sistema estructural resultante de la combinación de un pórtico espacial resistente a momentos (de capacidad moderada de disipación de energía o alta, cuando es de concreto reforzado, o de capacidad mínima de disipación de energía o alta cuando es de acero estructural) con muros estructurales o pórticos con diagonales, diseñado de acuerdo con A.3.2.1.4.

Sistema de arriostramiento horizontal - Es un sistema de cercha, o armadura, horizontal que cumple las mismas funciones de un diafragma.

Sistema de resistencia sísmica - Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

Sistema Internacional de Medidas (SI) - El sistema SI se estableció en la Decimoprimera Conferencia Mundial de Pesos y Medidas, que tuvo lugar en Sevres, Francia, en 1960. Por medio del Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el único sistema de medidas permitido en el país es el Sistema Internacional de Medidas SI. El sistema está basado en siete unidades básicas, que son para longitud el metro (m), para masa el kilogramo (kg), para tiempo el segundo (s), para corriente eléctrica el amperio (A), para temperatura el kelvin (K), para intensidad luminosa el candela (cd) y para cantidad de substancia el mol (mol).

Para efectos del presente Reglamento se utilizan las siguientes unidades:

Unidades básicas – para distancia el metro (m), para masa el kilogramo (kg), y para tiempo el segundo (s).

Unidades suplementarias - para ángulo plano el radian (rad)

Unidades derivadas – para frecuencia el hertz (Hz) [1 Hz = 1 s^{-1}], para fuerza el newton (N) [1 N = 1 kg · m/s^2], para esfuerzo, o fuerza por unidad de área, el pascal (Pa) [1 Pa = 1 N/m²], y para energía o trabajo el joule (J) [1 J = N · m]

El sistema SI utiliza los siguientes prefijos:

exa	E	10^{18}	1 000 000 000 000 000 000.
peta	P	10^{15}	1 000 000 000 000 000.
tera	T	10^{12}	1 000 000 000 000.
giga	G	10^{9}	1 000 000 000.
mega	M	10^{6}	1 000 000.
kilo	k	10^{3}	1 000.
mili	m	10^{-3}	0.001
micro	µ	10^{-6}	0.000 001
nano	n	10^{-9}	0.000 000 001
pico	p	10^{-12}	0.000 000 000 001
femto	f	10^{-15}	0.000 000 000 000 001
atto	a	10^{-18}	0.000 000 000 000 000 001

Con el fin de evitar confusión en el uso del sistema SI, existen las siguientes reglas aceptadas internacionalmente respecto a la sintaxis que debe emplearse:

- Nunca se intercambian minúsculas y mayúsculas: mm y no MM, o kg y no KG.
- Los símbolos no se alteran en el plural: kg, y no kgs.
- No se deja espacio entre el prefijo y el símbolo: MPa y no M Pa.
- No se agrega punto al final del símbolo, a menos que sea el punto final de una oración.
- Los símbolos no son abreviaturas, por lo tanto: Pa y no Pasc, m y no mts.
- En los productos de símbolos se utiliza un punto levantado: kN · m.
- En los cocientes se utiliza un solo símbolo de división, o pueden utilizarse potencias negativas: kg/(m · s), o kg · m^{-1} · s^{-1}, pero no kg/m/s.
- Puede utilizarse punto, o coma, para indicar los decimales, dependiendo de la costumbre local. Esto significa que ninguno de los dos se debe utilizar para separar grupos de dígitos, para esto se utiliza un blanco. Ejemplo: **g** = 9.806 650 m/s^2.
- Para números menores que la unidad, nunca se omite el cero inicial: 0.123 y no .123.
- Debe haber siempre un espacio entre el número y las unidades: 12.3 m/s, excepto cuando se trata de grados celsius: 12°C.
- La unidades cuyo nombre es el apellido de un científico, se emplean con mayúscula: N, Pa, etc., pero cuando se refiere a ellas no se utiliza la mayúscula: pascales, etc.

Solicitaciones - Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura, dentro de las cuales se cuentan: los efectos gravitacionales sobre su propia masa, o peso propio, las cargas generadas por los elementos no estructurales, por sus ocupantes y sus posesiones, los efectos ambientales tales como el viento o el sismo, los asentamientos diferenciales, y los cambios dimensionales causados por variaciones en la temperatura o efectos reológicos de los materiales. En general corresponden a todo lo que puede afectar la estructura.

Supervisión técnica – Es la verificación de que la construcción de la estructura de la edificación se adelante de acuerdo con los diseños, planos y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los diseños, planos, y especificaciones realizadas por el diseñador de elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño requerido.

Supervisor técnico - Es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. El alcance de la supervisión técnica está definido en el Título I de este Reglamento. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría. Véase interventor.

Temblor, terremoto - Véase sismo.

Umbral de daño - Corresponde al nivel de movimiento sísmico a partir del cual se pueden presentar daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Velocidad de la onda de cortante - Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo.

Vulnerabilidad - Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una edificación con respecto a alguna solicitación.

Zona de amenaza sísmica (baja, intermedia o alta) - Son regiones del país donde la amenaza sísmica se considera baja, intermedia o alta, tal como se define en A.2.3. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

A.13.2 - NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente corresponde a las variables utilizadas en el Título A de este Reglamento:

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
$\mathbf{A_d}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en el Capítulo C.12.
$\mathbf{A_c}$ = suma de las áreas efectivas de los muros estructurales en el primer nivel de la estructura, en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.
$\mathbf{A_e}$ = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.
$\mathbf{A_x}$ = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel **x**, definido en A.3.6.7.
$\mathbf{a_c}$ = coeficiente de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente, afectado por el tipo de soporte. Se da en la tabla A.9-4. Véase el Capítulo A.9.
$\mathbf{a_p}$ = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Véase el Capítulo A.9.
$\mathbf{a_x}$ = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o sobre el elemento no estructural, localizado en el piso **x**. Véase el Capítulo A.8.
$\mathbf{C_c}$ = coeficiente sísmico para elementos no estructurales, dado en las tablas A.9-2 y A.9-3, adimensional. Véase el Capítulo A.9.
$\mathbf{C_t}$ = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2
$\mathbf{C_{vx}}$ = coeficiente definido en A.4.3.
$\mathbf{D_e}$ = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.
$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E = F_s / R}$)
$\mathbf{E_d}$ = fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase el Capítulo A.12.
$\mathbf{F_i}$, $\mathbf{F_x}$ = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles **i** o **x** respectivamente. Véase el Capítulo A.4.
$\mathbf{F_i}$ = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel **i**, véase A.3.6.6.
$\mathbf{F_p}$ = fuerza horizontal en una parte de la estructura, véase A.3.6.8, o fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o elemento no estructural, componente o equipo de una edificación, aplicada en su centro de masa. Véanse los Capítulos A.8 y A.9.
$\mathbf{F_{px}}$ = fuerza horizontal sobre el diafragma del piso **x**, Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.
$\mathbf{F_{xm}}$ = parte del cortante sísmico modal $\mathbf{V_m}$ que se genera en el nivel **x**, de acuerdo con A.5.4.
$\mathbf{f_i}$ = fuerza sísmica horizontal en el nivel **i** para ser utilizada en la ecuación A.4-1.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s²).
$\mathbf{h_i}$, $\mathbf{h_x}$ = altura en metros, medida desde la base, del nivel **i** o **x**. Véase el Capítulo A.4.
$\mathbf{h_n}$ = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio. Véase el Capítulo A.4.

$\mathbf{h_{pi}}$ = altura del piso **i**, medida desde la superficie del diafragma del piso **i** hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, **i-1**. Véanse los Capítulos A.6 y A.12.

$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2.

$\mathbf{j}$ = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser **x** o **y**. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{k}$ = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en el Capítulo A.4.

$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - **M** se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Véanse los Capítulos A.4 y A.5.

$\mathbf{M_p}$ = masa de un elemento o componente, en kg. Véanse los Capítulos A.3, A.8, y A.9.

$\mathbf{m_i}$, $\mathbf{m_x}$ = parte de **M** que está colocada en el nivel **i** o **x** respectivamente. Véanse los Capítulos A.3 y A.4.

$\mathbf{m_{px}}$ = masa del diafragma y de los elementos adheridos a él en el nivel **x**, en kg. Véase A.3.6.8.

$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{m}}$ = masa efectiva modal del modo **m**, determinada de acuerdo con la ecuación A.5-2.

$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{j}}$ = masa actuante total de la edificación en la dirección **j**. Ecuación A.5-1.

$\mathbf{N_{ef}}$ = resistencia efectiva. Véase el Capítulo A.10.

$\mathbf{N_{ex}}$ = resistencia existente. Véase el Capítulo A.10.

$\mathbf{P}$ = coeficiente de comportamiento relacionado con el grado de desempeño del elemento no estructural, dado en las tablas A.9-2 y A.9-3, adimensional. Véase el Capítulo A.9.

$\mathbf{P_i}$ = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso **i**, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta de diseño, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{p}$ = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{Q_i}$ = índice de estabilidad del piso **i** utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R'}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.

$\mathbf{r_j}$ = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección en estudio, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{S}$ = coeficiente sísmico para el perfil de suelo característico del sitio bajo consideración. Véase A.2.4.2.

$\overline{\mathbf{S}}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro elástico del umbral de daño ($\overline{\mathbf{S}} = \mathbf{1.25\ S}$). Véase A.12.3.1.

$\mathbf{S_a}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración **T**. Está definido en A.2.6.

$\mathbf{S_{am}}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración $\mathbf{T_m}$, correspondiente al modo de vibración **m**. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{S_{ad}}$ = valor del espectro de aceleraciones del umbral de daño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración **T**. Está definido en el Capítulo A.12.

$\mathbf{T}$ = valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.

$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.

$\mathbf{T_C}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.

$\mathbf{T_d}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro del umbral de daño para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase el Capítulo A.12.

$\mathbf{T_L}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos largos. Véase A.2.6.

$\mathbf{T_m}$ = período de vibración correspondiente al modo de vibración **m**, en seg. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{T_s}$ = período de vibración fundamental, en segundos, del depósito de suelo subyacente en el sitio. Véase A.2.4.

$\mathbf{V_{mj}}$ = cortante sísmico en la base correspondiente al modo **m** en la dirección horizontal **j**. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

$\mathbf{V_{sd}}$ = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase el Capítulo A.12.

V_{tj} = cortante sísmico total en la base en la dirección horizontal **j**. Véase el Capítulo A.5.

V_i, V_x = fuerza cortante del piso **i** o **x**, respectivamente, en la dirección en estudio, sin dividir por **R**. Se determina por medio de la ecuación A.3-1. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas de diseño que se aplican al nivel **i** o **x**, y todos los niveles localizados por encima de él.

f_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.

f_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase el Capítulo A.10.

f_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase el Capítulo A.10.

f_{ij}^m = amplitud de desplazamiento del nivel **i** de la edificación, en la dirección **j**, cuando está vibrando en el modo **m**. Véase el Capítulo A.5.

f_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

D_{cm} = deriva del piso **i**, en la dirección en estudio, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso **i** menos el del piso **i-1**. Véase el Capítulo A.6.

D_{max}^i = deriva máxima de diseño para cualquier punto del piso **i**. Véase el Capítulo A.6.

$d_{cm,j}$ = desplazamiento horizontal de diseño, del centro de masa del piso, en la dirección **j**. Véase el Capítulo A.6.

d_i = desplazamiento horizontal del nivel **i** con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i, para ser utilizado en la ecuación A.4-1, o desplazamiento horizontal del centro de masas del nivel **i** de la estructura, en metros, utilizado en el Capítulo A.6.

d_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel **x**. Véase A.3.6.

$d_{pd,j}$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso, causado por efectos P-Delta, en la dirección **j**. Véase el Capítulo A.6.

d_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel **x**. Véase A.3.6.

$d_{t,j}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier grado de libertad de la estructura, en la dirección **j**. Véase el Capítulo A.6.

$d_{tot,j}$ = desplazamiento total horizontal de cualquier grado de libertad de la estructura, en la dirección **j**. Véase el Capítulo A.6.

$d_{t,j}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier grado de libertad de la estructura, en la dirección **j**. Véase el Capítulo A.6.

q_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso **i**, causada por los efectos torsionales, en radianes. Véase el Capítulo A.6.

APENDICE A-1
RECOMENDACIONES SISMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO

A-1.0 - NOMENCLATURA

g = aceleración debida a la gravedad (**g** = 9.8 m/s^2).
I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.
M = masa total de la edificación; **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más su contenido. En estructuras tales como tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento debe incluir la masa correspondiente al contenido operacional normal de la estructura.
$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). Véase el Capítulo A.3.
T = período fundamental de la estructura.
W = peso total de la edificación; $\mathbf{W = M\,g}$.

A-1.1 - GENERAL

A-1.1.1 - ALCANCE - En el presente Apéndice se dan recomendaciones que permiten determinar las fuerzas sísmicas de diseño de algunas estructuras especiales no cubiertas por el alcance de las Normas Sismo Resistentes Colombianas y su Reglamento. El presente Apéndice contiene recomendaciones de diseño que no tienen carácter obligatorio, y se incluye únicamente por razones ilustrativas.

A-1.1.2 - REQUISITOS APLICABLES - En general se recomienda seguir los requisitos del Reglamento con las excepciones anotadas en el presente Apéndice. Debe tenerse especial cuidado con las fuerzas de viento sobre estas estructuras especiales, pues en muchos casos son mayores que las fuerzas sísmicas.

A-1.2 - PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

A-1.2.1 - El valor del período fundamental de la estructura, **T**, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la ecuación A.4-1.

A-1.3 - CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO

A-1.3.1 - MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO - Debe utilizarse la definición de los movimientos sísmicos de diseño dada en el Capítulo A.2 del Reglamento.

A-1.3.2 - MASA TOTAL, M – La masa total, **M**, debe incluir la masa correspondiente a todas las cargas muertas y las masas correspondientes al contenido operacional normal de la estructura, especialmente en tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento.

A-1.3.3 - COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I - Debe tomarse un coeficiente de importancia, **I**, igual a la unidad, a menos que la estructura sea parte o pueda afectar edificaciones de los grupos de usos **II, III** o **IV**. En el caso de estructuras que sean parte de sistemas de líneas vitales, la definición del coeficiente de importancia a emplear se debe basar en consideraciones que incluyan el nivel de redundancia del sistema y el potencial de que una eventual

falla de la estructura pueda afectar la operación o estabilidad de edificaciones indispensables.

A-1.3.4 - DISTRIBUCION EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SISMICAS - La distribución en la altura de las fuerzas sísmicas horizontales puede realizarse por cualquiera de los procedimientos presentados en los Capítulos A.4 o A.5 del Reglamento.

A-1.3.5 - COEFICIENTE BASICO DE DISIPACION DE ENERGIA, R_0 - Se recomienda utilizar los valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0, dados en la tabla A-1-1.

A-1.4 - REQUISITOS DE DERIVA

A-1.4.1 - Los requisitos para la deriva presentados en el Capítulo A.6, no son aplicables directamente a estructuras especiales diferentes de las cubiertas por el Reglamento en su alcance. Los límites de la deriva deben ser establecidos por el diseñador tomando en cuenta el peligro que represente para la vida la falla de elementos estructurales y no estructurales, como consecuencia de los desplazamientos que sufre la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño.

Tabla A-1-1
Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0,
para algunas estructuras especiales

Tipo de estructura	Valor de R_0
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión, apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	**2.0**
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	**3.5**
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	**3.0**
Torres en celosía, autoportantes o con templetes, chimeneas y torres con templetes.	**3.0**
Estructuras de tipo péndulo invertido	**2.0**
Tolvas sobre columnas, con o sin contravientos.	**3.0**
Torres de enfriamiento	**3.5**
Torres o anaqueles de almacenamiento	**3.0**
Avisos y vallas publicitarias	**3.5**
Monumentos y estructuras de parques de diversión	**2.0**
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	**3.0**

APENDICE A-2
RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

A-2.0 - NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

A_o = área de la cimentación.

D_s = profundidad del estrato blando. Véase A-2.2.1.2.

G_o = $\frac{g\, v_{so}^2}{g}$ = módulo de cortante promedio para los suelos localizados bajo la cimentación para deformaciones unitarias pequeñas.

g = aceleración de la gravedad (**9.8** m/s²)

h_x = altura medida desde la base del nivel en estudio.

$\bar{h}$ = altura efectiva de la edificación, la cual debe tomarse igual a 0.7 veces la altura total, h_n. En edificios en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrada en un solo piso, debe tomarse igual a la altura del piso, medida desde la base.

I_o = momento de inercia de la cimentación con respecto a un eje horizontal, perpendicular a la dirección en estudio.

$\bar{k}$ = rigidez de la estructura considerándola como empotrada en la base. Se calcula por medio de la ecuación A-2-4.

K_y = rigidez lateral de la cimentación de la edificación, la cual se define como la fuerza estática horizontal aplicada en la cimentación, que produce una deflexión horizontal unitaria. Tanto la fuerza estática como la deflexión horizontal se toman en la dirección en estudio.

K_ϕ = rigidez rotacional, o de balanceo, de la cimentación de la edificación, definida como el momento estático necesario para producir una rotación unitaria, en promedio, de la cimentación con respecto a un eje horizontal perpendicular a la dirección en estudio.

L_o = longitud total de la cimentación en la dirección en estudio.

M_o = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales de diseño sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.

M_{1o} = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales correspondientes al primer modo sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.

$\bar{M}$ = masa participante de la edificación, el cual puede tomarse igual a $0.7\,M$, excepto en aquellos casos en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrado en un solo piso, caso en el cual debe tomarse igual a M.

$\bar{M}_{1j}$ = masa participante de la edificación, para el modo fundamental de la edificación en la dirección j, calculado utilizando la ecuación A.5-2.

r = longitud característica de la cimentación. Se determina por medio de las ecuaciones A-2-7 o A-2-8.

r_a = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-7.

r_m = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-8.

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, T o T_a, considerada empotrada en su base, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.

S_{a1} = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período del modo fundamental de la estructura, T_1, considerada empotrada en su base.

$\bar{S}_a$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, tal como se define en A-2.2.1.1.

$\bar{S}_{a1}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}_1$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.

T = valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.

T_1 = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración.

$\overline{T}$ = valor del período fundamental del edificio tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. Se determina de acuerdo con los requisitos de A-2.2.1.1.

$\overline{T}_1$ = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

V_s' = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, utilizando un período de vibración igual a $1.2T_a$.

V_{1j} = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, calculado de acuerdo con la ecuación A.5-3 y sin ser afectado por efectos de interacción suelo-estructura..

$\overline{V}_s$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

$\overline{V}_{1j}$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, y afectado por la interacción suelo-estructura.

DV_s = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, debido a los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-2.

DV_{1j} = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, debida a los efectos de la interacción suelo-estructura.

v_{so} = velocidad promedio de la onda de cortante, de los suelos localizados debajo de la cimentación, para niveles bajos de deformación unitaria, menores de 0.00001 (0.001%).

a = parámetro que describe la densidad relativa de la estructura y el suelo bajo ella. Definida en la ecuación A-2-6.

$\overline{b}$ = coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema estructural, considerando la interacción suelo-estructura, calculado de acuerdo con lo prescrito en A-2.2.1.2.

b_o = coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación. Se determina por medio de la figura A-2-1.

d_x = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada siguiendo el método de la fuerza horizontal equivalente y utilizando las fuerzas sísmicas de diseño sin ser modificadas por los efectos de la interacción suelo-estructura.

d_{1x} = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada para el primer modo de vibración sin incluir los efectos de la interacción suelo-estructura.

$\overline{d}_x$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-11.

$\overline{d}_{1x}$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, para el primer modo de vibración, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura.

g = masa unitaria promedio del suelo.

A-2.1 - GENERAL

A-2.1.1 - Los requisitos presentados en este Apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que éstas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el Capítulo A.7. El uso de estos requisitos disminuyen los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, pero aumenta las deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3.

A-2.2 - METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Los requisitos que se presentan a continuación, complementan en lo concerniente a interacción suelo-estructura los dados en el Capítulo A.7.

A-2.2.1 - **CORTANTE EN LA BASE** - Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, V_s, determinado por medio de la ecuación A.4-5, puede modificarse a:

$$\overline{V}_s = V_s - DV_s \qquad \textbf{(A-2-1)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base, para diseño, debe calcularse por medio de:

$$DV_s = \left[S_a - \overline{S}_a \left(\frac{0.05}{\overline{b}}\right)^{0.4}\right] g\, \overline{M} \le \left(V_s - V_s^{\min}\right) \qquad \textbf{(A-2-2)}$$

El valor del cortante sísmico en la base modificado, $\overline{V}_s$, no puede ser menor que $V_s^{\min}$.

A-2.2.1.1 - ***Período efectivo de la edificación*** - El período efectivo, $\overline{T}$, debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\overline{T} = T\sqrt{1 + \frac{\overline{k}}{K_y}\left(1 + \frac{K_y\, \overline{h}^2}{K_\theta}\right)} \qquad \textbf{(A-2-3)}$$

y

$$\overline{k} = 4p^2\left(\frac{\overline{M}}{T^2}\right) \qquad \textbf{(A-2-4)}$$

Las rigideces de la cimentación, K_y y K_θ, deben determinarse por medio de principios establecidos de mecánica de suelos, utilizando propiedades del suelo que sean representativas de su comportamiento a niveles de deformación unitaria, conmensurables con los que producen los movimientos sísmicos de diseño. En aquellos casos en los cuales el estudio geotécnico no lo indique, el módulo promedio de cortante, G, para los suelos localizados debajo de la cimentación, en condiciones de deformaciones unitarias apreciables, y la velocidad de la onda de cortante, v_s, asociada con estas deformaciones unitarias, pueden determinarse utilizando la tabla A-2-1.

Tabla A-2-1
Valores de G/G_o y v_s/v_{so}

	Valor de A_a			
	≤ 0.10	≤ 0.15	≤ 0.20	≥ 0.30
Valor de G/G_o	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de v_s/v_{so}	0.90	0.80	0.70	0.65

Alternativamente, para edificaciones cuya cimentación sea una losa de fundación superficial o aproximadamente superficial, que se construye de una manera tal que se pueda considerar que el contacto entre los muros de contención y el suelo no restringe el libre movimiento de la estructura, el período de vibración efectivo, tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, se pueden determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$\overline{T} = T\sqrt{1 + \frac{25\, a\, r_a\, \overline{h}}{v_s^2\, T^2}\left(1 + \frac{1.12\, r_a\, \overline{h}^2}{r_m^3}\right)} \qquad \textbf{(A-2-5)}$$

en donde:

$$a = \frac{\overline{M}}{g A_o \overline{h}} \qquad \textbf{(A-2-6)}$$

$$r_a = \sqrt{\frac{A_o}{p}} \qquad \textbf{(A-2-7)}$$

y

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4 I_o}{p}} \qquad \textbf{(A-2-8)}$$

A-2.2.1.2 - ***Amortiguamiento efectivo*** - El coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema estructura-cimentación, debe calcularse por medio de:

$$\overline{b} = b_o + \frac{0.05}{\left(\frac{\overline{T}}{T}\right)^3} \qquad \textbf{(A-2-9)}$$

Los valores de b_o se obtienen de la figura A-2-1. El parámetro r en la figura A-2-1 es una longitud característica de la cimentación, la cual se puede determinar así:

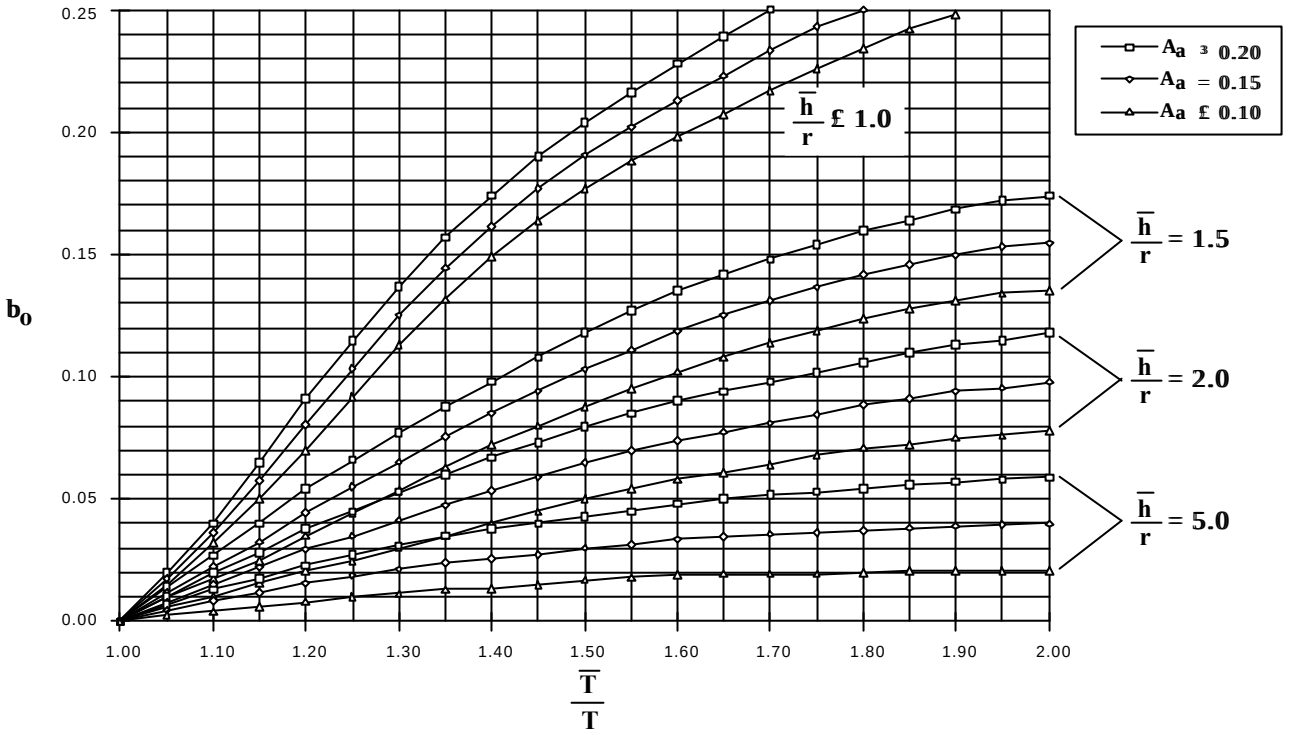
Para $\frac{\overline{h}}{L_o} \leq 0.5$, r es igual a r_a, de la ecuación A-2-7 y para $\frac{\overline{h}}{L_o} \geq 1.0$, r es igual a r_m, de la ecuación A-2-8. Para valores intermedios se puede interpolar. L_o es la longitud de la cimentación en la dirección en estudio, y en la aplicación de las ecuaciones A-2-7 y A-2-8, A_o e I_o se determinan para el área de la cimentación que efectivamente está en contacto con el suelo, pues le transmite el peso de la edificación.

Para edificios cimentados sobre pilotes que trabajan en punta, y para todos los otros casos en los cuales el suelo de fundación consiste en un estrato de suelos blandos relativamente uniforme, colocado sobre un depósito de suelos más duros, o roca, presentándose un cambio abrupto de rigidez, el coeficiente de amortiguamiento efectivo, b_o, que se utiliza en la ecuación A-2-9 puede ser substituido por el valor dado en la siguiente ecuación:

$$b_o' = b_o \left(\frac{4 D_s}{v_s \overline{T}}\right)^2 \qquad \textbf{(A-2-10)}$$

la cual es aplicable sólo en aquellos casos en los cuales la expresión entre paréntesis es menor que la unidad. En esta ecuación D_s es la profundidad total del estrato blando.

El valor de $\overline{b}$, calculado de acuerdo con la ecuación A-2-9, con o sin el ajuste representado en la ecuación A-2-10, en ningún caso puede ser menor de 0.05.



Coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación, b_o
Figura A-2-1

A-2.2.2 - **DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS** - La distribución en la altura del cortante en la base corregido por efectos de interacción suelo-estructura se debe tomar igual a la de la estructura sin interacción.

A-2.2.3 - **OTROS EFECTOS** - Los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos torsionales deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, pero utilizando las fuerzas horizontales reducidas por efectos de interacción. Las deflexiones modificadas deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{d}_x = \frac{\bar{V}_s}{V_s} d_x + \frac{M_o h_x}{K_q} \qquad \textbf{(A-2-11)}$$

A-2.3 - METODO DEL ANALISIS MODAL

Los siguientes requisitos complementan, en lo concerniente a interacción suelo-estructura, lo presentado en el Capítulo A.5.

A-2.3.1 - CORTANTES MODALES EN LA BASE - Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, correspondiente al modo fundamental, V_{1j}, en la dirección j, determinado por medio de la ecuación A.5-3, puede modificarse a:

$$\bar{V}_{1j} = V_{1j} - DV_{1j} \qquad \textbf{(A-2-12)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base correspondiente al modo fundamental, debe calcularse utilizando la ecuación A-2-13:

$$DV_{1j} = \left[S_{a1} - \bar{S}_{a1} \left(\frac{0.05}{\bar{b}} \right)^{0.4} \right] g \, \bar{M}_{1j} \leq V_{1j} - V_s \qquad \textbf{(A-2-13)}$$

El período $\bar{T}_1$ se calcula utilizando la ecuación A-2-3 o A-2-5, según corresponda, utilizando T_1 en vez de T, determinando $\bar{k}$ por medio de la ecuación A-2-4, utilizando $\bar{M}_{1j}$ en vez de $\bar{M}$, y calculando $\bar{h}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i f_i^1 h_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i f_i^1} \qquad \textbf{(A-2-14)}$$

Los valores mencionados de $\bar{T}_1$, T_1, $\bar{M}_{1j}$, y $\bar{h}$ se utilizan para calcular a en la ecuación A-2-6 y el coeficiente b_o de la figura A-2-1. No debe realizarse ninguna reducción en las contribuciones de los modos de vibración diferentes al fundamental por efectos de interacción suelo-estructura. El cortante en la base de diseño, en ningún caso puede ser menor que V_s.

A-2.3.2 - **OTROS EFECTOS MODALES** - Los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos torsionales deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, tal como lo prescribe el Capítulo A.5, pero utilizando el valor de $\bar{V}_{1j}$ en vez de V_{1j}. Las deflexiones modificadas del primer modo deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{d}_{1x} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left[d_{1x} + \frac{M_{1o} \, h_x}{K_q} \right] \qquad \textbf{(A-2-15)}$$

A-2.3.3 - **VALORES DE DISEÑO** - Se determinan utilizando los procedimientos indicados en el Capítulo A.5, pero utilizando los valores modificados del los efectos del primer modo en cada una de las direcciones principales, en planta, de la edificación.

APENDICE A-3
VALORES DE A_a Y A_d Y DEFINICION DE LA ZONA DE AMENAZA SISMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS

DEPARTAMENTO DE AMAZONAS

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
LETICIA	0.05	0.005	BAJA	MIRITI-PARANA	0.05	0.005	BAJA
EL ENCANTO	0.05	0.005	BAJA	PUERTO NARIÑO	0.05	0.005	BAJA
LA CHORRERA	0.05	0.005	BAJA	PUERTO SANTANDER	0.05	0.005	BAJA
LA PEDRERA	0.05	0.005	BAJA	TARAPACA	0.05	0.005	BAJA

DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
MEDELLIN	0.20	0.04	INTERMEDIA	LA CEJA	0.20	0.04	INTERMEDIA
ABEJORRAL	0.20	0.04	INTERMEDIA	LA ESTRELLA	0.20	0.04	INTERMEDIA
ABRIAQUI	0.25	0.04	ALTA	LA UNION	0.20	0.04	INTERMEDIA
ALEJANDRIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	LIBORINA	0.20	0.04	INTERMEDIA
AMAGA	0.20	0.04	INTERMEDIA	MACEO	0.15	0.03	INTERMEDIA
AMALFI	0.15	0.03	INTERMEDIA	MARINILLA	0.20	0.03	INTERMEDIA
ANDES	0.25	0.04	ALTA	MONTEBELLO	0.20	0.04	INTERMEDIA
ANGELOPOLIS	0.20	0.04	INTERMEDIA	MURINDO	0.40	0.06	ALTA
ANGOSTURA	0.20	0.03	INTERMEDIA	MUTATA	0.30	0.05	ALTA
ANORI	0.15	0.03	INTERMEDIA	NARIÑO	0.20	0.03	INTERMEDIA
ANTIOQUIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	NECOCLI	0.20	0.03	INTERMEDIA
ANZA	0.20	0.04	INTERMEDIA	NECHI	0.15	0.02	INTERMEDIA
APARTADO	0.30	0.04	ALTA	OLAYA	0.20	0.04	INTERMEDIA
ARBOLETES	0.15	0.03	INTERMEDIA	PEÑOL	0.20	0.03	INTERMEDIA
ARGELIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	PEQUE	0.20	0.04	INTERMEDIA
ARMENIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PUEBLORRICO	0.25	0.04	ALTA
BARBOSA	0.20	0.03	INTERMEDIA	PUERTO BERRIO	0.15	0.03	INTERMEDIA
BELMIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PUERTO NARE	0.15	0.03	INTERMEDIA
BELLO	0.20	0.04	INTERMEDIA	PUERTO TRIUNFO	0.15	0.03	INTERMEDIA
BETANIA	0.30	0.05	ALTA	REMEDIOS	0.15	0.03	INTERMEDIA
BETULIA	0.25	0.04	ALTA	RETIRO	0.20	0.04	INTERMEDIA
BOLIVAR	0.25	0.05	ALTA	RIONEGRO	0.20	0.03	INTERMEDIA
BRICEÑO	0.20	0.03	INTERMEDIA	SABANALARGA	0.20	0.04	INTERMEDIA
BURITICA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SABANETA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CACERES	0.15	0.03	INTERMEDIA	SALGAR	0.25	0.04	ALTA
CAICEDO	0.25	0.04	ALTA	SAN ANDRES	0.20	0.04	INTERMEDIA
CALDAS	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN CARLOS	0.15	0.03	INTERMEDIA
CAMPAMENTO	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN FRANCISCO	0.15	0.03	INTERMEDIA
CANASGORDAS	0.25	0.04	ALTA	SAN JERONIMO	0.20	0.04	INTERMEDIA
CARACOLI	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAN JOSE DE LA MONTAÑA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CARAMANTA	0.25	0.04	ALTA	SAN JUAN DE URABA	0.15	0.03	INTERMEDIA
CAREPA	0.30	0.04	ALTA	SAN LUIS	0.15	0.03	INTERMEDIA
CARMEN DE VIBORAL	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN PEDRO	0.20	0.04	INTERMEDIA
CAROLINA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN PEDRO DE URABA	0.20	0.03	INTERMEDIA
CAUCASIA	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAN RAFAEL	0.15	0.03	INTERMEDIA
CHIGORODO	0.30	0.05	ALTA	SAN ROQUE	0.15	0.03	INTERMEDIA
CISNEROS	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN VICENTE	0.20	0.03	INTERMEDIA
COCORNA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SANTA BARBARA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CONCEPCION	0.20	0.03	INTERMEDIA	SANTA ROSA DE OSOS	0.20	0.03	INTERMEDIA
CONCORDIA	0.25	0.04	ALTA	SANTO DOMINGO	0.20	0.03	INTERMEDIA
COPACABANA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SANTUARIO	0.20	0.03	INTERMEDIA
DABEIBA	0.30	0.05	ALTA	SEGOVIA	0.15	0.03	INTERMEDIA
DON MATIAS	0.20	0.03	INTERMEDIA	SONSON	0.20	0.04	INTERMEDIA
EBEJICO	0.20	0.04	INTERMEDIA	SOPETRAN	0.20	0.04	INTERMEDIA
EL BAGRE	0.15	0.03	INTERMEDIA	TAMESIS	0.25	0.04	ALTA
ENTRERRIOS	0.20	0.03	INTERMEDIA	TARAZA	0.15	0.03	INTERMEDIA

ENVIGADO	0.20	0.04	INTERMEDIA	TARSO	0.25	0.04	ALTA
FREDONIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TITIRIBI	0.20	0.04	INTERMEDIA
FRONTINO	0.25	0.05	ALTA	TOLEDO	0.20	0.04	INTERMEDIA
GIRALDO	0.20	0.04	INTERMEDIA	TURBO	0.25	0.04	ALTA
GIRARDOTA	0.20	0.03	INTERMEDIA	URAMITA	0.25	0.05	ALTA
GOMEZ PLATA	0.20	0.03	INTERMEDIA	URRAO	0.25	0.05	ALTA
GRANADA	0.20	0.03	INTERMEDIA	VALDIVIA	0.20	0.03	INTERMEDIA
GUADALUPE	0.20	0.03	INTERMEDIA	VALPARAISO	0.25	0.04	ALTA
GUARNE	0.20	0.03	INTERMEDIA	VEGACHI	0.15	0.03	INTERMEDIA
GUATAPE	0.20	0.03	INTERMEDIA	VENECIA	0.25	0.04	INTERMEDIA
HELICONIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VIGIA DEL FUERTE	0.40	0.05	ALTA
HISPANIA	0.25	0.04	ALTA	YALI	0.15	0.03	INTERMEDIA
ITAGUI	0.20	0.04	INTERMEDIA	YARUMAL	0.20	0.03	INTERMEDIA
ITUANGO	0.20	0.04	INTERMEDIA	YOLOMBO	0.15	0.03	INTERMEDIA
JARDIN	0.25	0.04	ALTA	YONDO	0.15	0.04	INTERMEDIA
JERICO	0.25	0.04	ALTA	ZARAGOZA	0.15	0.03	INTERMEDIA

DEPARTAMENTO DE ARAUCA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
ARAUCA	0.15	0.02	INTERMEDIA	PUERTO RONDON	0.15	0.02	INTERMEDIA
ARAUQUITA	0.15	0.03	INTERMEDIA	SARAVENA	0.25	0.03	ALTA
CRAVO NORTE	0.075	0.01	BAJA	TAME	0.20	0.03	INTERMEDIA
FORTUL	0.25	0.03	ALTA				

DEPARTAMENTO DE ATLANTICO

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
BARRANQUILLA	0.10	0.02	BAJA	PONEDERA	0.10	0.02	BAJA
BARANOA	0.10	0.02	BAJA	PUERTO COLOMBIA	0.10	0.02	BAJA
CAMPO DE LA CRUZ	0.10	0.02	BAJA	REPELON	0.10	0.02	BAJA
CANDELARIA	0.10	0.02	BAJA	SABANAGRANDE	0.10	0.02	BAJA
GALAPA	0.10	0.02	BAJA	SABANALARGA	0.10	0.02	BAJA
JUAN DE ACOSTA	0.10	0.02	BAJA	SANTA LUCIA	0.10	0.02	BAJA
LURUACO	0.10	0.02	BAJA	SANTO TOMAS	0.10	0.02	BAJA
MALAMBO	0.10	0.02	BAJA	SOLEDAD	0.10	0.02	BAJA
MANATI	0.10	0.02	BAJA	SUAN	0.10	0.02	BAJA
PALMAR DE VARELA	0.10	0.02	BAJA	TUBARA	0.10	0.02	BAJA
PIOJO	0.10	0.02	BAJA	USIACURI	0.10	0.02	BAJA
POLONUEVO	0.10	0.02	BAJA				

DEPARTAMENTO DE BOLIVAR

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
CARTAGENA	0.10	0.02	BAJA	PINILLOS	0.10	0.02	BAJA
ACHI	0.10	0.02	BAJA	REGIDOR	0.10	0.02	BAJA
ALTOS DEL ROSARIO	0.10	0.02	BAJA	RIO VIEJO	0.10	0.02	BAJA
ARENAL	0.10	0.02	BAJA	SAN ESTANISLAO	0.10	0.02	BAJA
ARJONA	0.10	0.02	BAJA	SAN FERNANDO	0.10	0.02	BAJA
BARRANCO DE LOBA	0.10	0.02	BAJA	SAN JACINTO	0.10	0.02	BAJA
CALAMAR	0.10	0.02	BAJA	SAN JUAN NEPOMUCENO	0.10	0.02	BAJA
CANTAGALLO	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN MARTIN DE LOBA	0.10	0.02	BAJA
CICUCO	0.10	0.02	BAJA	SAN PABLO	0.15	0.03	INTERMEDIA
CORDOBA	0.10	0.02	BAJA	SANTA CATALINA	0.10	0.02	BAJA
CLEMENCIA	0.10	0.02	BAJA	SAN CRISTOBAL	0.10	0.02	BAJA
EL CARMEN DE BOLIVAR	0.10	0.02	BAJA	SANTA ROSA	0.10	0.02	BAJA
EL GUAMO	0.10	0.02	BAJA	SANTA ROSA DEL SUR	0.10	0.03	BAJA
EL PEDON	0.10	0.02	BAJA	SIMITI	0.10	0.03	BAJA
HATILLO DE LOBA	0.10	0.02	BAJA	SOPLAVIENTO	0.10	0.02	BAJA
MAGANGUE	0.10	0.02	BAJA	TALAIGUA NUEVO	0.10	0.02	BAJA
MAHATES	0.10	0.02	BAJA	TIQUISIO (PUERTO RICO)	0.10	0.02	BAJA
MARGARITA	0.10	0.02	BAJA	TURBACO	0.10	0.02	BAJA

MARIA LA BAJA	0.15	0.02	INTERMEDIA	TURBANA	0.10	0.02	BAJA
MOMPOS	0.10	0.02	BAJA	VILLANUEVA	0.10	0.02	BAJA
MONTECRISTO	0.10	0.02	BAJA	ZAMBRANO	0.10	0.02	BAJA
MORALES	0.10	0.02	BAJA				

DEPARTAMENTO DE BOYACA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
TUNJA	0.20	0.04	INTERMEDIA	OTANCHE	0.20	0.04	INTERMEDIA
ALMEIDA	0.25	0.03	ALTA	PACHAVITA	0.25	0.03	ALTA
AQUITANIA	0.30	0.04	ALTA	PAEZ	0.30	0.03	ALTA
ARCABUCO	0.20	0.04	INTERMEDIA	PAIPA	0.25	0.04	ALTA
BELEN	0.25	0.04	ALTA	PAJARITO	0.25	0.03	ALTA
BERBEO	0.30	0.03	ALTA	PANQUEBA	0.30	0.04	ALTA
BETEITIVA	0.30	0.04	ALTA	PAUNA	0.20	0.04	INTERMEDIA
BOAVITA	0.30	0.04	ALTA	PAYA	0.25	0.03	ALTA
BOYACA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PAZ DE RIO	0.30	0.04	ALTA
BRICEÑO	0.20	0.04	INTERMEDIA	PESCA	0.30	0.04	ALTA
BUENAVISTA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PISVA	0.30	0.03	ALTA
BUSBANZA	0.25	0.04	ALTA	PUERTO BOYACA	0.15	0.03	INTERMEDIA
CALDAS	0.20	0.04	INTERMEDIA	QUIPAMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CAMPOHERMOSO	0.30	0.03	ALTA	RAMIRIQUI	0.25	0.04	ALTA
CERINZA	0.25	0.04	ALTA	RAQUIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHINAVITA	0.25	0.03	ALTA	RONDON	0.25	0.04	ALTA
CHIQUINQUIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SABOYA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHISCAS	0.30	0.04	ALTA	SACHICA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHITA	0.30	0.04	ALTA	SAMACA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHITARAQUE	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN EDUARDO	0.30	0.03	ALTA
CHIVATA	0.25	0.04	ALTA	SAN JOSE DE PARE	0.20	0.04	INTERMEDIA
CIENEGA	0.25	0.04	ALTA	SAN LUIS DE GACENO	0.30	0.03	ALTA
COMBITA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN MATEO	0.30	0.04	ALTA
COPER	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN MIGUEL DE SEMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CORRALES	0.30	0.04	ALTA	SAN PABLO DE BORBUR	0.20	0.04	INTERMEDIA
COVARACHIA	0.25	0.04	ALTA	SANTANA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CUBARA	0.30	0.03	ALTA	SANTA MARIA	0.30	0.03	ALTA
CUCAITA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SANTA ROSA DE VITERBO	0.25	0.04	ALTA
CUITIVA	0.30	0.04	ALTA	SANTA SOFIA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHIQUIZA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SATIVANORTE	0.30	0.04	ALTA
CHIVOR	0.30	0.03	ALTA	SATIVASUR	0.30	0.04	ALTA
DUITAMA	0.25	0.04	ALTA	SIACHOQUE	0.25	0.04	ALTA
EL COCUY	0.30	0.04	ALTA	SOATA	0.25	0.04	ALTA
EL ESPINO	0.30	0.04	ALTA	SOCOTA	0.30	0.04	ALTA
FIRAVITOBA	0.30	0.04	ALTA	SOCHA	0.30	0.04	ALTA
FLORESTA	0.25	0.04	ALTA	SOGAMOSO	0.30	0.04	ALTA
GACHANTIVA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SOMONDOCO	0.25	0.03	ALTA
GAMEZA	0.30	0.04	ALTA	SORA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GARAGOA	0.25	0.03	ALTA	SOTAQUIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUACAMAYAS	0.30	0.04	ALTA	SORACA	0.25	0.04	INTERMEDIA
GUATEQUE	0.25	0.03	ALTA	SUSACON	0.30	0.04	ALTA
GUAYATA	0.25	0.03	ALTA	SUTAMARCHAN	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUICAN	0.30	0.04	ALTA	SUTATENZA	0.25	0.03	ALTA
IZA	0.30	0.04	ALTA	TASCO	0.30	0.04	ALTA
JENESANO	0.25	0.04	ALTA	TENZA	0.25	0.03	ALTA
JERICO	0.30	0.04	ALTA	TIBANA	0.25	0.04	ALTA
LABRANZAGRANDE	0.30	0.03	ALTA	TIBASOSA	0.25	0.04	ALTA
LA CAPILLA	0.25	0.03	ALTA	TINJACA	0.20	0.04	INTERMEDIA
LA VICTORIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TIPACOQUE	0.25	0.04	ALTA
LA UVITA	0.30	0.04	ALTA	TOCA	0.25	0.04	ALTA
VILLA DE LEYVA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TOGUI	0.20	0.04	INTERMEDIA
MACANAL	0.30	0.03	ALTA	TOPAGA	0.30	0.04	ALTA
MARIPI	0.20	0.04	INTERMEDIA	TOTA	0.30	0.04	ALTA
MIRAFLORES	0.30	0.03	ALTA	TUNUNGUA	0.20	0.04	INTERMEDIA
MONGUA	0.30	0.04	ALTA	TURMEQUE	0.20	0.04	INTERMEDIA
MONGUI	0.30	0.04	ALTA	TUTA	0.25	0.04	ALTA
MONIQUIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TUTASA	0.25	0.04	ALTA
MOTAVITA	0.20	0.04	INTERMEDIA	UMBITA	0.20	0.04	INTERMEDIA
MUZO	0.20	0.04	INTERMEDIA	VENTAQUEMADA	0.20	0.04	INTERMEDIA

NOBSA	0.25	0.04	ALTA	VIRACACHA	0.25	0.04	ALTA
NUEVO COLON	0.20	0.04	INTERMEDIA	ZETAQUIRA	0.25	0.03	ALTA
OICATA	0.25	0.04	ALTA				

DEPARTAMENTO DE CALDAS

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
MANIZALES	0.25	0.04	ALTA	NEIRA	0.25	0.04	ALTA
AGUADAS	0.25	0.04	ALTA	PACORA	0.25	0.04	ALTA
ANSERMA	0.25	0.04	ALTA	PALESTINA	0.25	0.04	ALTA
ARANZAZU	0.25	0.04	ALTA	PENSILVANIA	0.20	0.03	INTERMEDIA
BELALCAZAR	0.25	0.04	ALTA	RIOSUCIO	0.25	0.04	ALTA
CHINCHINA	0.25	0.04	ALTA	RISARALDA	0.25	0.04	ALTA
FILADELFIA	0.25	0.04	ALTA	SALAMINA	0.25	0.04	ALTA
LA DORADA	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAMANA	0.20	0.03	INTERMEDIA
LA MERCED	0.25	0.04	ALTA	SUPIA	0.25	0.04	ALTA
MANZANARES	0.20	0.03	INTERMEDIA	VICTORIA	0.15	0.03	INTERMEDIA
MARMATO	0.25	0.04	ALTA	VILLAMARIA	0.25	0.04	ALTA
MARQUETALIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	VITERBO	0.25	0.04	ALTA
MARULANDA	0.20	0.04	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE CAQUETA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
FLORENCIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	MILAN	0.15	0.02	INTERMEDIA
ALBANIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	MORELIA	0.15	0.02	INTERMEDIA
BELEN DE LOS ANDAQUIES	0.20	0.03	INTERMEDIA	PUERTO RICO	0.15	0.03	INTERMEDIA
CARTAGENA DEL CHAIRA	0.10	0.02	BAJA	SAN JOSE DE FRAGUA	0.20	0.03	INTERMEDIA
CURILLO	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN VICENTE DEL CAGUAN	0.15	0.02	INTERMEDIA
EL DONCELLO	0.15	0.03	INTERMEDIA	SOLANO	0.075	0.02	BAJA
EL PAUJIL	0.15	0.02	INTERMEDIA	VALPARAISO	0.15	0.02	INTERMEDIA
LA MONTAÑITA	0.15	0.02	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE CASANARE

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
YOPAL	0.20	0.03	INTERMEDIA	PORE	0.20	0.03	INTERMEDIA
AGUAZUL	0.20	0.03	INTERMEDIA	RECETOR	0.25	0.03	ALTA
CHAMEZA	0.25	0.03	ALTA	SABANALARGA	0.30	0.03	ALTA
HATO COROZAL	0.20	0.03	INTERMEDIA	SACAMA	0.30	0.03	ALTA
LA SALINA	0.30	0.03	ALTA	SAN LUIS DE PALENQUE	0.15	0.02	INTERMEDIA
MANI	0.15	0.02	INTERMEDIA	TAMARA	0.25	0.03	ALTA
MONTERREY	0.25	0.03	ALTA	TAURAMENA	0.25	0.03	ALTA
NUNCHIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	TRINIDAD	0.15	0.02	INTERMEDIA
OROCUE	0.075	0.01	BAJA	VILLANUEVA	0.20	0.02	INTERMEDIA
PAZ DE ARIPORO	0.20	0.03	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE CAUCA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
POPAYAN	0.25	0.04	ALTA	MIRANDA	0.25	0.04	ALTA
ALMAGUER	0.25	0.04	ALTA	MORALES	0.25	0.04	ALTA
ARGELIA	0.25	0.04	ALTA	PADILLA	0.25	0.04	ALTA
BALBOA	0.25	0.04	ALTA	PAEZ (BELALCAZAR)	0.25	0.04	ALTA
BOLIVAR	0.25	0.04	ALTA	PATIA (EL BORDO)	0.25	0.04	ALTA
BUENOS AIRES	0.25	0.04	ALTA	PIENDAMO	0.25	0.04	ALTA
CAJIBIO	0.25	0.04	ALTA	PUERTO TEJADA	0.25	0.04	ALTA
CALDONO	0.25	0.04	ALTA	PURACE (COCONUCO)	0.25	0.04	ALTA
CALOTO	0.25	0.04	ALTA	ROSAS	0.25	0.04	ALTA

CORINTO	0.25	0.04	ALTA	SAN SEBASTIAN	0.30	0.04	ALTA
EL TAMBO	0.25	0.04	ALTA	SANTANDER DE QUILICHAO	0.25	0.04	ALTA
FLORENCIA	0.25	0.04	ALTA	SANTA ROSA	0.35	0.04	ALTA
GUAPI	0.40	0.06	ALTA	SILVIA	0.25	0.04	ALTA
INZA	0.30	0.04	ALTA	SOTARA (PISPAMBA)	0.25	0.04	ALTA
JAMBALO	0.25	0.04	ALTA	SUAREZ	0.25	0.04	ALTA
LA SIERRA	0.25	0.04	ALTA	TIMBIO	0.25	0.04	ALTA
LA VEGA	0.25	0.04	ALTA	TIMBIQUI	0.40	0.06	ALTA
LOPEZ	0.30	0.05	ALTA	TORIBIO	0.25	0.04	ALTA
MERCADERES	0.25	0.04	ALTA	TOTORO	0.25	0.04	ALTA

DEPARTAMENTO DE CESAR

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
VALLEDUPAR	0.10	0.02	BAJA	GONZALEZ	0.15	0.03	INTERMEDIA
AGUACHICA	0.10	0.03	BAJA	LA GLORIA	0.10	0.02	BAJA
AGUSTIN CODAZZI	0.10	0.02	BAJA	LA JAGUA DE IBIRICO	0.10	0.02	BAJA
ASTREA	0.10	0.02	BAJA	MANAURE BALCON DEL CESAR	0.10	0.02	BAJA
BECERRIL	0.10	0.02	BAJA	PAILITAS	0.10	0.02	BAJA
BOSCONIA	0.10	0.02	BAJA	PELAYA	0.10	0.02	BAJA
CHIMICHAGUA	0.10	0.02	BAJA	RIO DE ORO	0.15	0.03	INTERMEDIA
CHIRIGUANA	0.10	0.02	BAJA	LA PAZ (ROBLES)	0.10	0.02	BAJA
CURUMANI	0.10	0.02	BAJA	SAN ALBERTO	0.20	0.03	INTERMEDIA
EL COPEY	0.10	0.02	BAJA	SAN DIEGO	0.10	0.02	BAJA
EL PASO	0.10	0.02	BAJA	SAN MARTIN	0.15	0.03	INTERMEDIA
GAMARRA	0.10	0.02	BAJA	TAMALAMEQUE	0.10	0.02	BAJA

DEPARTAMENTO DE CHOCO

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
QUIBDO	0.30	0.06	ALTA	JURADO	0.35	0.05	ALTA
ACANDI	0.30	0.04	ALTA	LLORO	0.30	0.06	ALTA
ALTO BAUDO	0.40	0.06	ALTA	NOVITA	0.30	0.05	ALTA
BAGADO	0.30	0.05	ALTA	NUQUI	0.40	0.05	ALTA
BAHIA SOLANO	0.40	0.05	ALTA	RIOSUCIO	0.40	0.06	ALTA
BAJO BAUDO	0.40	0.06	ALTA	SAN JOSE DEL PALMAR	0.30	0.05	ALTA
BAJO SAN JUAN	0.40	0.06	ALTA	SANTA GENOVEVA DE DOCORDO	0.35	0.05	ALTA
BOJAYA	0.40	0.05	ALTA	SIPI	0.30	0.05	ALTA
CONDOTO	0.35	0.06	ALTA	TADO	0.30	0.06	ALTA
EL CARMEN	0.30	0.05	ALTA	UNGUIA	0.30	0.04	ALTA
ITSMINA	0.35	0.06	ALTA				

DEPARTAMENTO DE CORDOBA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
MONTERIA	0.15	0.03	INTERMEDIA	PLANETA RICA	0.15	0.03	INTERMEDIA
AYAPEL	0.15	0.03	INTERMEDIA	PUEBLO NUEVO	0.15	0.03	INTERMEDIA
BUENAVISTA	0.15	0.03	INTERMEDIA	PUERTO ESCONDIDO	0.15	0.03	INTERMEDIA
CANALETE	0.15	0.03	INTERMEDIA	PUERTO LIBERTADOR	0.20	0.03	INTERMEDIA
CERETE	0.15	0.03	INTERMEDIA	PURISIMA	0.15	0.02	INTERMEDIA
CHIMA	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAHAGUN	0.15	0.02	INTERMEDIA
CHINU	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN ANDRES SOTAVENTO	0.15	0.02	INTERMEDIA
CIENAGA DE ORO	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAN ANTERO	0.15	0.02	INTERMEDIA
LORICA	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN BERNARDO DEL VIENTO	0.15	0.02	INTERMEDIA
LOS CORDOBAS	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAN CARLOS	0.15	0.03	INTERMEDIA
MOMIL	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN PELAYO	0.15	0.03	INTERMEDIA
MONTELIBANO	0.15	0.03	INTERMEDIA	TIERRALTA	0.20	0.03	INTERMEDIA
MONITOS	0.15	0.02	INTERMEDIA	VALENCIA	0.20	0.03	INTERMEDIA

DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SANTA FE DE BOGOTA	0.20	0.04	INTERMEDIA	MOSQUERA	0.20	0.04	INTERMEDIA
AGUA DE DIOS	0.20	0.04	INTERMEDIA	NARIÑO	0.15	0.04	INTERMEDIA
ALBAN	0.20	0.04	INTERMEDIA	NEMOCON	0.20	0.04	INTERMEDIA
ANAPOIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	NILO	0.20	0.04	INTERMEDIA
ANOLAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	NIMAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
APULO (RAFAEL REYES)	0.20	0.04	INTERMEDIA	NOCAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
ARBELAEZ	0.20	0.04	INTERMEDIA	PACHO	0.20	0.04	INTERMEDIA
BELTRAN	0.15	0.04	INTERMEDIA	PAIME	0.20	0.04	INTERMEDIA
BITUIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PANDI	0.20	0.04	INTERMEDIA
BOJACA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PARATEBUENO	0.25	0.03	ALTA
CABRERA	0.25	0.04	ALTA	PASCA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CACHIPAY	0.20	0.04	INTERMEDIA	PUERTO SALGAR	0.15	0.03	INTERMEDIA
CAJICA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PULI	0.15	0.04	INTERMEDIA
CAPARRAPI	0.15	0.04	INTERMEDIA	QUEBRADANEGRA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CAQUEZA	0.25	0.03	ALTA	QUETAME	0.30	0.03	ALTA
CARMEN DE CARUPA	0.20	0.04	INTERMEDIA	QUIPILE	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHAGUANI	0.20	0.04	INTERMEDIA	RICAURTE	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN ANTONIO DE TEQUENDAMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHIPAQUE	0.25	0.03	ALTA	SAN BERNARDO	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHOACHI	0.25	0.03	ALTA	SAN CAYETANO	0.20	0.04	INTERMEDIA
CHOCONTA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN FRANCISCO	0.20	0.04	INTERMEDIA
COGUA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN JUAN DE RIO SECO	0.20	0.04	INTERMEDIA
COTA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SASAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CUCUNUBA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SESQUILE	0.20	0.04	INTERMEDIA
EL COLEGIO	0.20	0.04	INTERMEDIA	SIBATE	0.20	0.04	INTERMEDIA
EL PEÑON	0.20	0.04	INTERMEDIA	SILVANIA	0.20	0.04	INTERMEDIA
FACATATIVA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SIMIJACA	0.20	0.04	INTERMEDIA
FOMEQUE	0.25	0.03	ALTA	SOACHA	0.20	0.04	INTERMEDIA
FOSCA	0.30	0.03	ALTA	SOPO	0.20	0.04	INTERMEDIA
FUNZA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SUBACHOQUE	0.20	0.04	INTERMEDIA
FUQUENE	0.20	0.04	INTERMEDIA	SUESCA	0.20	0.04	INTERMEDIA
FUSAGASUGA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SUPATA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GACHALA	0.30	0.03	ALTA	SUSA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GACHANCIPA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SUTATAUSA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GACHETA	0.25	0.03	ALTA	TABIO	0.20	0.04	INTERMEDIA
GAMA	0.25	0.03	ALTA	TAUSA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GIRARDOT	0.20	0.04	INTERMEDIA	TENA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GRANADA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TENJO	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUACHETA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TIBACUY	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUADUAS	0.20	0.04	INTERMEDIA	TIBIRITA	0.25	0.03	ALTA
GUASCA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TOCAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUATAQUI	0.15	0.04	INTERMEDIA	TOCANCIPA	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUATAVITA	0.20	0.04	INTERMEDIA	TOPAIPI	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUAYABAL DE SIQUIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	UBALA	0.30	0.03	ALTA
GUAYABETAL	0.30	0.03	ALTA	UBAQUE	0.25	0.03	ALTA
GUTIERREZ	0.30	0.03	ALTA	UBATE	0.20	0.04	INTERMEDIA
JERUSALEN	0.15	0.04	INTERMEDIA	UNE	0.25	0.03	ALTA
JUNIN	0.25	0.03	ALTA	UTICA	0.20	0.04	INTERMEDIA
LA CALERA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VENECIA (OSPINA PEREZ)	0.25	0.04	ALTA
LA MESA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VERGARA	0.20	0.04	INTERMEDIA
LA PALMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VIANI	0.20	0.04	INTERMEDIA
LA PEÑA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VILLAGOMEZ	0.20	0.04	INTERMEDIA
LA VEGA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VILLAPINZON	0.20	0.04	INTERMEDIA
LENGUAZAQUE	0.20	0.04	INTERMEDIA	VILLETA	0.20	0.04	INTERMEDIA
MACHETA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VIOTA	0.20	0.04	INTERMEDIA
MADRID	0.20	0.04	INTERMEDIA	YACOPI	0.20	0.04	INTERMEDIA
MANTA	0.25	0.03	ALTA	ZIPACON	0.20	0.04	INTERMEDIA
MEDINA	0.30	0.03	ALTA	ZIPAQUIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA

DEPARTAMENTO DE GUAINIA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
PUERTO INIRIDA	0.05	0.01	BAJA	SAN FELIPE	0.05	0.005	BAJA
BARRANCO DE MINAS	0.075	0.01	BAJA				

DEPARTAMENTO DE GUAJIRA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
RIOHACHA	0.15	0.02	INTERMEDIA	MAICAO	0.15	0.02	INTERMEDIA
BARRANCAS	0.15	0.02	INTERMEDIA	MANAURE	0.15	0.02	INTERMEDIA
DIBULLA	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN JUAN DEL CESAR	0.15	0.02	INTERMEDIA
DISTRACCION	0.10	0.02	BAJA	URIBIA	0.15	0.02	INTERMEDIA
EL MOLINO	0.10	0.02	BAJA	URUMITA	0.10	0.02	BAJA
FONSECA	0.15	0.02	INTERMEDIA	VILLANUEVA	0.10	0.02	BAJA
HATONUEVO	0.15	0.02	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE GUAVIARE

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SAN JOSE DEL GUAVIARE	0.10	0.01	BAJA	EL RETORNO	0.10	0.01	BAJA
CALAMAR	0.075	0.01	BAJA	MIRAFLORES	0.05	0.01	BAJA

DEPARTAMENTO DE HUILA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
NEIVA	0.30	0.04	ALTA	OPORAPA	0.35	0.04	ALTA
ACEVEDO	0.30	0.03	ALTA	PAICOL	0.35	0.04	ALTA
AGRADO	0.35	0.04	ALTA	PALERMO	0.30	0.04	ALTA
AIPE	0.30	0.04	ALTA	PALESTINA	0.35	0.04	ALTA
ALGECIRAS	0.30	0.03	ALTA	PITAL	0.35	0.04	ALTA
ALTAMIRA	0.35	0.04	ALTA	PITALITO	0.35	0.04	ALTA
BARAYA	0.30	0.04	ALTA	RIVERA	0.30	0.04	ALTA
CAMPOALEGRE	0.30	0.04	ALTA	SALADOBLANCO	0.35	0.04	ALTA
COLOMBIA	0.30	0.04	ALTA	SAN AGUSTIN	0.35	0.04	ALTA
ELIAS	0.35	0.04	ALTA	SANTA MARIA	0.25	0.04	ALTA
GARZON	0.30	0.03	ALTA	SUAZA	0.30	0.03	ALTA
GIGANTE	0.35	0.04	ALTA	TARQUI	0.35	0.04	ALTA
GUADALUPE	0.30	0.03	ALTA	TESALIA	0.35	0.04	ALTA
HOBO	0.30	0.04	ALTA	TELLO	0.30	0.04	ALTA
IQUIRA	0.30	0.04	ALTA	TERUEL	0.30	0.04	ALTA
ISNOS	0.35	0.04	ALTA	TIMANA	0.35	0.04	ALTA
LA ARGENTINA	0.35	0.04	ALTA	VILLAVIEJA	0.30	0.04	ALTA
LA PLATA	0.35	0.04	ALTA	YAGUARA	0.30	0.04	ALTA
NATAGA	0.30	0.04	ALTA				

DEPARTAMENTO DE MAGDALENA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SANTA MARTA	0.15	0.02	INTERMEDIA	PIVIJAY	0.10	0.02	BAJA
ARACATACA	0.10	0.02	BAJA	PLATO	0.10	0.02	BAJA
ARIGUANI	0.10	0.02	BAJA	PUEBLOVIEJO	0.10	0.02	BAJA
CERRO SAN ANTONIO	0.10	0.02	BAJA	REMOLINO	0.10	0.02	BAJA
CHIVOLO	0.10	0.02	BAJA	RETEN	0.10	0.02	BAJA
CIENAGA	0.10	0.02	BAJA	SALAMINA	0.10	0.02	BAJA
EL BANCO	0.10	0.02	BAJA	SAN SEBASTIAN DE BUENAVISTA	0.10	0.02	BAJA
EL DIFICIL	0.10	0.02	BAJA	SAN ZENON	0.10	0.02	BAJA

EL PIÑON	0.10	0.02	BAJA	SANTA ANA	0.10	0.02	BAJA
FUNDACION	0.10	0.02	BAJA	SITIONUEVO	0.10	0.02	BAJA
GUAMAL	0.10	0.02	BAJA	TENERIFE	0.10	0.02	BAJA
PEDRAZA	0.10	0.02	BAJA				

DEPARTAMENTO DE META

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
VILLAVICENCIO	0.30	0.03	ALTA	LA URIBE	0.30	0.03	ALTA
ACACIAS	0.30	0.03	ALTA	LEJANIAS	0.25	0.03	ALTA
BARRANCA DE UPIA	0.20	0.03	INTERMEDIA	PUERTO CONCORDIA	0.10	0.01	BAJA
CABUYARO	0.15	0.02	INTERMEDIA	PUERTO GAITAN	0.10	0.02	BAJA
CASTILLA LA NUEVA	0.25	0.03	ALTA	PUERTO LOPEZ	0.15	0.02	INTERMEDIA
CUMARAL	0.25	0.03	ALTA	PUERTO LLERAS	0.10	0.02	BAJA
EL CALVARIO	0.30	0.03	ALTA	PUERTO RICO	0.10	0.02	BAJA
EL CASTILLO	0.25	0.03	ALTA	RESTREPO	0.30	0.03	ALTA
EL DORADO	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN CARLOS GUAROA	0.15	0.02	INTERMEDIA
FUENTE DE ORO	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN JUAN DE ARAMA	0.20	0.03	INTERMEDIA
GRANADA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN JUANITO	0.30	0.03	ALTA
GUAMAL	0.30	0.03	ALTA	SAN LUIS DE CUBARRAL	0.30	0.03	ALTA
MAPIRIPAN	0.075	0.01	BAJA	SAN MARTIN	0.25	0.03	ALTA
MESETAS	0.25	0.03	ALTA	VISTA HERMOSA	0.15	0.02	INTERMEDIA
LA MACARENA	0.10	0.02	BAJA				

DEPARTAMENTO DE NARIÑO

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
PASTO	0.30	0.04	ALTA	LA LLANADA	0.30	0.04	ALTA
ALBAN	0.30	0.04	ALTA	LA UNION	0.30	0.04	ALTA
ALDANA	0.30	0.04	ALTA	LA TOLA	0.40	0.06	ALTA
ANCUYA	0.30	0.04	ALTA	LEIVA	0.25	0.04	ALTA
ARBOLEDA	0.30	0.04	ALTA	LINARES	0.30	0.04	ALTA
BARBACOAS	0.40	0.06	ALTA	LOS ANDES	0.25	0.04	ALTA
BELEN	0.30	0.04	ALTA	MAGUI	0.40	0.06	ALTA
BUESACO	0.30	0.04	ALTA	MALLAMA	0.30	0.05	ALTA
COLON	0.30	0.04	ALTA	MOSQUERA	0.40	0.06	ALTA
CONSACA	0.30	0.04	ALTA	OLAYA HERRERA	0.40	0.06	ALTA
CONTADERO	0.30	0.04	ALTA	OSPINA	0.30	0.04	ALTA
CORDOBA	0.35	0.04	ALTA	POLICARPA	0.25	0.04	ALTA
CUASPUD	0.30	0.04	ALTA	POTOSI	0.35	0.04	ALTA
CUMBAL	0.30	0.05	ALTA	PROVIDENCIA	0.30	0.04	ALTA
CUMBITARA	0.25	0.04	ALTA	PUERRES	0.35	0.04	ALTA
CHACHAGUI	0.30	0.04	ALTA	PUPIALES	0.30	0.04	ALTA
EL CHARCO	0.40	0.06	ALTA	RICAURTE	0.40	0.06	ALTA
EL ROSARIO	0.25	0.04	ALTA	ROBERTO PAYAN	0.40	0.06	ALTA
EL TABLON	0.30	0.04	ALTA	SAMANIEGO	0.30	0.04	ALTA
EL TAMBO	0.30	0.04	ALTA	SANDONA	0.30	0.04	ALTA
FRANCISCO PIZARRO	0.40	0.06	ALTA	SAN BERNARDO	0.30	0.04	ALTA
FUNES	0.30	0.04	ALTA	SAN LORENZO	0.30	0.04	ALTA
GUACHAVES	0.30	0.04	ALTA	SAN PABLO	0.30	0.04	ALTA
GUACHUCAL	0.30	0.04	ALTA	SAN PEDRO DE CARTAGO	0.30	0.04	ALTA
GUAITARILLA	0.30	0.04	ALTA	SANTA BARBARA	0.40	0.06	ALTA
GUALMATAN	0.30	0.04	ALTA	SANTACRUZ	0.30	0.04	ALTA
ILES	0.30	0.04	ALTA	SAPUYES	0.30	0.04	ALTA
IMUES	0.30	0.04	ALTA	TAMINANGO	0.25	0.04	ALTA
IPIALES	0.30	0.04	ALTA	TANGUA	0.30	0.04	ALTA
ISCUANDE	0.40	0.06	ALTA	TUMACO	0.40	0.06	ALTA
LA CRUZ	0.30	0.04	ALTA	TUQUERRES	0.30	0.04	ALTA
LA FLORIDA	0.30	0.04	ALTA	YACUANQUER	0.30	0.04	ALTA

DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
CUCUTA	0.30	0.03	ALTA	LA PLAYA	0.20	0.03	INTERMEDIA
ABREGO	0.20	0.03	INTERMEDIA	LOS PATIOS	0.30	0.03	ALTA
ARBOLEDAS	0.30	0.03	ALTA	LOURDES	0.30	0.03	ALTA
BOCHALEMA	0.30	0.04	ALTA	MUTISCUA	0.30	0.04	ALTA
BUCARASICA	0.30	0.03	ALTA	OCAÑA	0.15	0.03	INTERMEDIA
CACOTA	0.30	0.04	ALTA	PAMPLONA	0.30	0.04	ALTA
CACHIRA	0.25	0.03	ALTA	PAMPLONITA	0.30	0.04	ALTA
CHINACOTA	0.30	0.04	ALTA	PUERTO SANTANDER	0.30	0.04	ALTA
CHITAGA	0.30	0.04	ALTA	RAGONVALIA	0.30	0.04	ALTA
CONVENCION	0.15	0.03	INTERMEDIA	SALAZAR	0.30	0.03	ALTA
CUCUTILLA	0.30	0.04	ALTA	SAN CALIXTO	0.20	0.03	INTERMEDIA
DURANIA	0.30	0.03		SAN CAYETANO	0.30	0.03	ALTA
EL CARMEN	0.15	0.03	INTERMEDIA	SANTIAGO	0.30	0.03	ALTA
EL TARRA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SARDINATA	0.30	0.03	ALTA
EL ZULIA	0.30	0.03	ALTA	SILOS	0.30	0.04	ALTA
GRAMALOTE	0.30	0.03	ALTA	TEORAMA	0.15	0.03	INTERMEDIA
HACARI	0.25	0.03	ALTA	TIBU	0.30	0.03	ALTA
HERRAN	0.30	0.04	ALTA	TOLEDO	0.30	0.04	ALTA
LABATECA	0.30	0.04	ALTA	VILLA CARO	0.25	0.03	ALTA
LA ESPERANZA	0.25	0.03	ALTA	VILLA DEL ROSARIO	0.30	0.03	ALTA

DEPARTAMENTO DE PUTUMAYO

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
MOCOA	0.30	0.04	ALTA	PUERTO GUZMAN	0.10	0.02	BAJA
COLON	0.35	0.04	ALTA	PUERTO LEGUIZAMO	0.05	0.01	BAJA
LA DORADA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SIBUNDOY	0.35	0.04	ALTA
LA HORMIGA	0.20	0.03	INTERMEDIA	SAN FRANCISCO	0.35	0.04	ALTA
ORITO	0.30	0.04	ALTA	SANTIAGO	0.35	0.04	ALTA
PUERTO ASIS	0.15	0.03	INTERMEDIA	VALLE GUAMUEZ	0.20	0.03	INTERMEDIA
PUERTO CAICEDO	0.20	0.03	INTERMEDIA	VILLAGARZON	0.30	0.04	ALTA

DEPARTAMENTO DE QUINDIO

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
ARMENIA	0.25	0.04	ALTA	GENOVA	0.20	0.04	INTERMEDIA
BUENAVISTA	0.20	0.04	INTERMEDIA	LA TEBAIDA	0.25	0.04	ALTA
CALARCA	0.25	0.04	ALTA	MONTENEGRO	0.25	0.04	ALTA
CIRCASIA	0.25	0.04	ALTA	PIJAO	0.20	0.04	INTERMEDIA
CORDOBA	0.20	0.04	INTERMEDIA	QUIMBAYA	0.25	0.04	ALTA
FILANDIA	0.25	0.04	ALTA	SALENTO	0.20	0.04	INTERMEDIA

DEPARTAMENTO DE RISARALDA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
PEREIRA	0.25	0.04	ALTA	LA VIRGINIA	0.25	0.04	ALTA
APIA	0.25	0.05	ALTA	MARSELLA	0.25	0.04	ALTA
BALBOA	0.25	0.05	ALTA	MISTRATO	0.25	0.05	ALTA
BELEN DE UMBRIA	0.25	0.05	ALTA	PUEBLO RICO	0.30	0.05	ALTA
DOS QUEBRADAS	0.25	0.04	ALTA	QUINCHIA	0.25	0.04	ALTA
GUATICA	0.25	0.04	ALTA	SANTA ROSA DE CABAL	0.25	0.04	ALTA
LA CELIA	0.25	0.05	ALTA	SANTUARIO	0.25	0.05	ALTA

DEPARTAMENTO DE SAN ANDRES Y PROVIDENCIA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SAN ANDRES ISLA	0.10	0.01	BAJA	ISLA DE PROVIDENCIA	0.10	0.01	BAJA

SANTA FE DE BOGOTA, DISTRITO CAPITAL

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SANTA FE DE BOGOTA	0.20	0.04	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE SANTANDER

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
BUCARAMANGA	0.25	0.04	ALTA	LA BELLEZA	0.20	0.04	INTERMEDIA
AGUADA	0.20	0.05	INTERMEDIA	LANDAZURI	0.20	0.04	INTERMEDIA
ALBANIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	LA PAZ	0.20	0.04	INTERMEDIA
ARATOCA	0.25	0.04	ALTA	LEBRIJA	0.25	0.04	ALTA
BARBOSA	0.20	0.04	INTERMEDIA	LOS SANTOS	0.25	0.04	ALTA
BARICHARA	0.25	0.05	ALTA	MACARAVITA	0.25	0.04	ALTA
BARRANCABERMEJA	0.15	0.04	INTERMEDIA	MALAGA	0.25	0.04	ALTA
BETULIA	0.25	0.05	ALTA	MATANZA	0.25	0.04	ALTA
BOLIVAR	0.20	0.04	INTERMEDIA	MOGOTES	0.25	0.04	ALTA
CABRERA	0.20	0.05	INTERMEDIA	MOLAGAVITA	0.25	0.04	ALTA
CALIFORNIA	0.25	0.04	ALTA	OCAMONTE	0.25	0.04	ALTA
CAPITANEJO	0.30	0.04	ALTA	OIBA	0.20	0.05	INTERMEDIA
CARCASI	0.30	0.04	ALTA	ONZAGA	0.25	0.04	ALTA
CEPITA	0.25	0.04	ALTA	PALMAR	0.20	0.05	INTERMEDIA
CERRITO	0.25	0.04	ALTA	PALMAS SOCORRO	0.20	0.05	INTERMEDIA
CHARALA	0.25	0.04	ALTA	PARAMO	0.25	0.05	ALTA
CHARTA	0.25	0.04	ALTA	PIEDECUESTA	0.25	0.04	ALTA
CHIMA	0.20	0.05	INTERMEDIA	PINCHOTE	0.25	0.05	ALTA
CHIPATA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PUENTE NACIONAL	0.20	0.04	INTERMEDIA
CIMITARRA	0.15	0.04	INTERMEDIA	PUERTO PARRA	0.15	0.04	INTERMEDIA
CONCEPCION	0.25	0.04	ALTA	PUERTO WILCHES	0.15	0.03	INTERMEDIA
CONFINES	0.20	0.05	INTERMEDIA	RIONEGRO	0.25	0.04	ALTA
CONTRATACION	0.20	0.05	INTERMEDIA	SABANA DE TORRES	0.20	0.04	INTERMEDIA
COROMORO	0.25	0.04	ALTA	SAN ANDRES	0.25	0.04	ALTA
CURITI	0.25	0.04	ALTA	SAN BENITO	0.20	0.04	INTERMEDIA
EL CARMEN DE CHUCURI	0.20	0.05	INTERMEDIA	SAN GIL	0.25	0.05	ALTA
EL GUACAMAYO	0.20	0.05	INTERMEDIA	SAN JOAQUIN	0.25	0.04	ALTA
EL PEÑON	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN JOSE DE MIRANDA	0.25	0.04	ALTA
EL PLAYON	0.25	0.04	ALTA	SAN MIGUEL	0.25	0.04	ALTA
ENCINO	0.25	0.04	ALTA	SAN VICENTE DE CHUCURI	0.20	0.05	INTERMEDIA
ENCISO	0.25	0.04	ALTA	SANTA BARBARA	0.25	0.04	ALTA
FLORIAN	0.20	0.04	INTERMEDIA	SANTA HELENA DEL OPON	0.20	0.04	INTERMEDIA
FLORIDABLANCA	0.25	0.04	ALTA	SIMACOTA	0.20	0.05	INTERMEDIA
GALAN	0.20	0.05	INTERMEDIA	SOCORRO	0.20	0.05	INTERMEDIA
GAMBITA	0.20	0.04	INTERMEDIA	SUAITA	0.20	0.05	INTERMEDIA
GIRON	0.25	0.04	ALTA	SUCRE	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUACA	0.25	0.04	ALTA	SURATA	0.25	0.04	ALTA
GUADALUPE	0.20	0.05	INTERMEDIA	TONA	0.25	0.04	ALTA
GUAPOTA	0.20	0.05	INTERMEDIA	VALLE DE SAN JOSE	0.25	0.05	ALTA
GUAVATA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VELEZ	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUEPSA	0.20	0.04	INTERMEDIA	VETAS	0.25	0.04	ALTA
HATO	0.20	0.05	INTERMEDIA	VILLANUEVA	0.25	0.05	ALTA
JESUS MARIA	0.20	0.04	INTERMEDIA	ZAPATOCA	0.25	0.05	ALTA
JORDAN	0.25	0.04	ALTA				

DEPARTAMENTO DE SUCRE

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
SINCELEJO	0.15	0.02	INTERMEDIA	OVEJAS	0.10	0.02	BAJA
BUENAVISTA	0.10	0.02	BAJA	PALMITO	0.15	0.02	INTERMEDIA
CAIMITO	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAMPUES	0.15	0.02	INTERMEDIA
COLOSO	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN BENITO ABAD	0.10	0.02	BAJA
COROZAL	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN JUAN DE BETULIA	0.15	0.02	INTERMEDIA
CHALAN	0.15	0.02	INTERMEDIA	SAN MARCOS	0.15	0.02	INTERMEDIA
GALERAS	0.10	0.02	BAJA	SAN ONOFRE	0.15	0.02	INTERMEDIA
GUARANDA	0.15	0.02	BAJA	SAN PEDRO	0.10	0.02	BAJA
LA UNION	0.15	0.02	INTERMEDIA	SINCE	0.10	0.02	BAJA
LOS PALMITOS	0.15	0.02	INTERMEDIA	SUCRE	0.10	0.02	BAJA
MAJAGUAL	0.10	0.02	BAJA	TOLU	0.15	0.02	INTERMEDIA
MORROA	0.15	0.02	INTERMEDIA	TOLUVIEJO	0.15	0.02	INTERMEDIA

DEPARTAMENTO DE TOLIMA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
IBAGUE	0.20	0.04	INTERMEDIA	LERIDA	0.15	0.04	INTERMEDIA
ALPUJARRA	0.30	0.04	ALTA	LIBANO	0.15	0.04	INTERMEDIA
ALVARADO	0.15	0.04	INTERMEDIA	MARIQUITA	0.15	0.03	INTERMEDIA
AMBALEMA	0.15	0.04	INTERMEDIA	MELGAR	0.20	0.04	INTERMEDIA
ANZOATEGUI	0.20	0.04	INTERMEDIA	MURILLO	0.20	0.04	INTERMEDIA
ARMERO	0.15	0.04	INTERMEDIA	NATAGAIMA	0.25	0.04	ALTA
ATACO	0.20	0.04	INTERMEDIA	ORTEGA	0.20	0.04	INTERMEDIA
CAJAMARCA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PIEDRAS	0.15	0.04	INTERMEDIA
CARMEN DE APICALA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PLANADAS	0.20	0.04	INTERMEDIA
CASABIANCA	0.20	0.04	INTERMEDIA	PRADO	0.25	0.04	ALTA
CHAPARRAL	0.20	0.04	INTERMEDIA	PURIFICACION	0.20	0.04	INTERMEDIA
COELLO	0.20	0.04	INTERMEDIA	RIOBLANCO	0.20	0.04	INTERMEDIA
COYAIMA	0.20	0.04	INTERMEDIA	RONCESVALLES	0.20	0.04	INTERMEDIA
CUNDAY	0.20	0.04	INTERMEDIA	ROVIRA	0.20	0.04	INTERMEDIA
DOLORES	0.25	0.04	ALTA	SALDAÑA	0.20	0.04	INTERMEDIA
ESPINAL	0.20	0.04	INTERMEDIA	SAN ANTONIO	0.20	0.04	INTERMEDIA
FALAN	0.15	0.03	INTERMEDIA	SAN LUIS	0.20	0.04	INTERMEDIA
FLANDES	0.20	0.04	INTERMEDIA	SANTA ISABEL	0.20	0.04	INTERMEDIA
FRESNO	0.15	0.03	INTERMEDIA	SUAREZ	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUAMO	0.20	0.04	INTERMEDIA	VALLE DE SAN JUAN	0.20	0.04	INTERMEDIA
GUAYABAL	0.15	0.04	INTERMEDIA	VENADILLO	0.15	0.04	INTERMEDIA
HERVEO	0.20	0.04	INTERMEDIA	VILLAHERMOSA	0.20	0.04	INTERMEDIA
HONDA	0.15	0.03	INTERMEDIA	VILLARRICA	0.25	0.04	ALTA
ICONONZO	0.20	0.04	INTERMEDIA				

DEPARTAMENTO DE VAUPES

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
MITU	0.05	0.005	BAJA	TARAIRA	0.05	0.005	BAJA
CARURU	0.05	0.005	BAJA				

DEPARTAMENTO DE VALLE DEL CAUCA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
CALI	0.25	0.04	ALTA	JAMUNDI	0.25	0.04	ALTA
ALCALA	0.25	0.04	ALTA	LA CUMBRE	0.25	0.04	ALTA
ANDALUCIA	0.25	0.04	ALTA	LA UNION	0.25	0.04	ALTA
ANSERMANUEVO	0.25	0.04	ALTA	LA VICTORIA	0.25	0.04	ALTA
ARGELIA	0.25	0.05	ALTA	OBANDO	0.25	0.04	ALTA
BOLIVAR	0.25	0.04	ALTA	PALMIRA	0.25	0.04	ALTA
BUENAVENTURA	0.40	0.06	ALTA	PRADERA	0.25	0.04	ALTA

BUGA	0.25	0.04	ALTA	RESTREPO	0.25	0.04	ALTA
BUGALAGRANDE	0.25	0.04	ALTA	RIOFRIO	0.25	0.04	ALTA
CAICEDONIA	0.25	0.04	ALTA	ROLDANILLO	0.25	0.04	ALTA
CALIMA	0.25	0.04	ALTA	SAN PEDRO	0.25	0.04	ALTA
CANDELARIA	0.25	0.04	ALTA	SEVILLA	0.25	0.04	ALTA
CARTAGO	0.25	0.04	ALTA	TORO	0.25	0.04	ALTA
DAGUA	0.25	0.04	ALTA	TRUJILLO	0.25	0.04	ALTA
EL AGUILA	0.25	0.05	ALTA	TULUA	0.25	0.04	ALTA
EL CAIRO	0.25	0.05	ALTA	ULLOA	0.25	0.04	ALTA
EL CERRITO	0.25	0.04	ALTA	VERSALLES	0.25	0.05	ALTA
EL DARIEN	0.25	0.04	ALTA	VIJES	0.25	0.04	ALTA
EL DOVIO	0.25	0.04	ALTA	YOTOCO	0.25	0.04	ALTA
FLORIDA	0.25	0.04	ALTA	YUMBO	0.25	0.04	ALTA
GINEBRA	0.25	0.04	ALTA	ZARZAL	0.25	0.04	ALTA
GUACARI	0.25	0.04	ALTA				

DEPARTAMENTO DE VICHADA

MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A_a	A_d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
PUERTO CARRENO	0.05	0.01	BAJA	CUMARIBO	0.05	0.01	BAJA
LA PRIMAVERA	0.075	0.01	BAJA				

TITULO B
CARGAS

CAPITULO B.1
REQUISITOS GENERALES

B.1.1 – ALCANCE

B.1.1.1 - El presente Título de este Reglamento da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones en lo que respecta a cargas diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo. Para que una estructura sismo resistente cumpla adecuadamente su objetivo, debe ser capaz de resistir además de los efectos sísmicos, los efectos de las cargas prescritas en el presente Título. El diseño de los elementos que componen la estructura de la edificación debe hacerse para la condición de carga que sea crítica y debe verificarse para las otras combinaciones de carga con el fin de demostrar que el diseño es adecuado.

B.1.2 - REQUISITOS BASICOS

B.1.2.1 - La estructura y todas sus partes debe cumplir, además de las prescripciones dadas en el Título A por razones sísmicas, los siguientes requisitos:

B.1.2.1.1 - *Seguridad* - La estructura de la edificación y todas sus partes deben diseñarse y construirse para que los materiales utilizados en la construcción de los elementos y sus conexiones puedan soportar todas las cargas, incluyendo cargas muertas, sin exceder las resistencias de diseño cuando se mayoran las cargas por medio de coeficientes de carga, o los esfuerzos admisibles cuando se utilicen las cargas sin mayorar.

B.1.2.1.2 - *Funcionamiento* - Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite: (a) las deflexiones verticales de los elementos, (b) la deriva ante cargas de sismo y viento, (c) las vibraciones y (d) cualquier otra deformación que afecte adversamente el funcionamiento de la estructura o edificación.

B.1.2.1.3 - *Fuerzas causadas por deformaciones impuestas* - Deben tenerse en cuenta en el diseño las fuerzas causadas por deformaciones impuestas a la estructura por: (a) los asentamientos diferenciales contemplados en el título H, (b) los cambios dimensionales debidos a cambios de temperatura, expansiones por humedad, retracción de fraguado, flujo plástico y efectos similares.

B.1.2.1.4 - *Análisis* - Los efectos de las cargas en los diferentes elementos de la estructura y sus conexiones deben determinarse utilizando métodos aceptados de análisis estructural, teniendo en cuenta los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y las propiedades de los materiales tanto a corto como a largo plazo. En aquellos elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio sostenidas (flujo plástico) debe tenerse en cuenta en el análisis sus efectos durante la vida útil de la estructura.

B.1.3 - UNIDAD E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

B.1.3.1 - Además de los requisitos de amarre entre partes de la estructura y entre los elementos estructurales que se dan por razones sísmicas en el Título A de este Reglamento, deben tenerse en cuenta los requisitos adicionales que se dan a continuación. En el caso de estructuras de concreto reforzado debe consultarse también los requisitos de C.7.13.

B.1.3.2 - Por razones accidentales o debido a que la estructura se utiliza para fines diferentes a los previstos en el diseño, ésta puede sufrir daño local o la falta de capacidad resistente en un elemento o en una porción menor de la

edificación. Debido a esto los sistemas estructurales deben estar unidos con el fin de obtener una integridad estructural general que les permita experimentar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros elementos, ni se presente colapso progresivo.

B.1.3.3 - El método mas común para obtener integridad estructural consiste en disponer los elementos estructurales de tal manera que provean estabilidad general a la estructura, dándoles continuidad y garantizando que tengan suficiente capacidad de absorción de energía (ductilidad) para que puedan transferir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso.

■

CAPITULO B.2
COMBINACIONES DE CARGA

B.2.1 - DEFINICIONES Y LIMITACIONES

B.2.1.1 - DEFINICIONES - Las definiciones que se dan a continuación hacen referencia al presente Título:

Cargas - Son fuerzas u otras solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus posesiones, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y cambios dimensionales que se restringen. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud.

Carga mayorada - Es una carga que se obtiene como el producto de una carga nominal por un coeficiente de carga. Las fuerzas sísmicas dadas en el Título A de este Reglamento corresponden a fuerzas mayoradas, pues ya han sido afectadas por el coeficiente de carga, el cual va incluido en la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño.

Cargas nominales - Son las magnitudes de las cargas especificadas en B.3 a B.6 de este Reglamento . Las cargas muertas, vivas y de viento que se dan en este Título son cargas nominales o reales, las cuales NO han sido multiplicadas por el coeficiente de carga.

Coeficiente de carga - Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural al transformar las cargas en efectos internos en los elementos.

Coeficiente de reducción de resistencia - Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables entre la resistencia real y la resistencia nominal del elemento y la forma y consecuencia de su tipo de falla.

Efectos de las cargas - Son las deformaciones y fuerzas internas que producen las cargas en los elementos estructurales.

Estado límite - Es una condición bajo la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de funcionamiento) o se vuelve insegura (estado limite de resistencia).

Método de la resistencia - Es un método de diseño para estados límites que considera las solicitaciones últimas de un miembro estructural o de una estructura.

Método de los esfuerzos de trabajo - Es un método para diseñar los elementos estructurales en el cual los esfuerzos calculados elásticamente, utilizando cargas sin mayorar, no deben exceder un valor límite especificado para cada tipo de esfuerzo.

Método de los estados límites - Es un método para diseñar estructuras de tal manera que la probabilidad de falla para ciertos estados límites considerados importantes esté dentro de valores aceptables. Por lo general se estudian los estados límites de servicio y de resistencia. En este último caso se le conoce también simplemente como método de la resistencia.

Resistencia de diseño - Es el producto de la resistencia nominal por un coeficiente de reducción de resistencia.

Resistencia nominal - Es la capacidad de la estructura, o componente de ella, de resistir los efectos de las cargas, determinada por medio de cálculo en el cual se utilizan los valores nominales de las resistencias de los materiales, las dimensiones nominales del elemento y ecuaciones derivadas de principios aceptables de mecánica estructural. Estas ecuaciones provienen de ensayos de campo y ensayos de laboratorio con modelos a escala, teniendo en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones en el terreno y en laboratorio.

B.2.1.2 - LIMITACION - La seguridad de la estructura puede verificarse utilizando los requisitos de B.2.3 o alternativamente los de B.2.4, B.2.5 y B.2.6, dependiendo del método de diseño escogido y del material estructural.

Una vez se ha determinado si se usan unos requisitos u otros, el diseño debe hacerse en su totalidad siguiendo los requisitos de ese numeral para todos los elementos de la estructura.

B.2.2 - NOMENCLATURA

D = Carga Muerta consistente en:
(a) Peso propio del elemento.
(b) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de ambiente.
(c) Peso del equipo permanente.

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($\mathbf{E} = \mathbf{F_s} / \mathbf{R}$) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

$\mathbf{E_d}$ = Fuerza sísmica del umbral de daño.

F = Cargas debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura.

$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento.

G = Carga debida a lluvia y granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

L = Cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que se pueden cambiar de sitio. **L** incluye cualquier reducción que se permita. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tenerse en cuenta en la carga viva **L**.

$\mathbf{L_r}$ = Carga viva sobre la cubierta.

H = Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática.

P = Cargas debidas al empozamiento.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R} = \phi_a\ \phi_p\ \mathbf{R_0}$). Véase el Capítulo A.3.

T = Fuerzas y efectos causados por expansión o contracción debida a cambios de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamientos diferenciales o combinación de varios de estos efectos.

W = Carga de Viento.

B.2.3 - COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

B.2.3.1 - COMBINACIONES BASICAS - Excepto cuando así se indique en la parte correspondiente a cada uno de los materiales que se regulan en este Reglamento, deben tenerse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

$$\mathbf{D} \qquad \textbf{(B.2.3-1)}$$

$$\mathbf{D + L} \qquad \textbf{(B.2.3-2)}$$

$$\mathbf{D + W} \qquad \textbf{(B.2.3-3)}$$

$$\mathbf{D + 0.7E} \qquad \textbf{(B.2.3-4)}$$

$$\mathbf{D + L + W} \qquad \textbf{(B.2.3-5)}$$

$$\mathbf{D + L + 0.7E} \qquad \textbf{(B.2.3-6)}$$

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y de sismo tomándolos independientemente.

Cuando la carga muerta reduzca la posibilidad de vuelco de la estructura, **D** irá multiplicada por 0.85.

En el caso de estructuras metálicas diseñadas de acuerdo con el Capítulo F.4, en lugar de las ecuaciones B.2.3-2 y B.2.3-5 se usarán las siguientes:

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G)} \qquad \textbf{(B.2.3-7)}$$

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G) + W} \qquad \textbf{(B.2.3-8)}$$

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G) + 0.7E} \qquad \textbf{(B.2.3-9)}$$

B.2.3.2 - FUERZAS SISMICAS - Las fuerzas sísmicas reducidas, $\mathbf{E}$, utilizadas en las combinaciones B.2.3-4, B.2.3-6 y B.2.3-9 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, $\mathbf{F_s}$, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $\mathbf{R}$ ($\mathbf{E = F_s / R}$) Cuando se trata de diseñar los miembros por el método de los esfuerzos de trabajo del material, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas $\mathbf{E}$, es 0.7.

B.2.3.2.1 – ***Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño***– Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_s}$, sin haber sido divididas por $\mathbf{R}$, empleando $\mathbf{1.0E}$ en vez de $\mathbf{0.7E}$ en las ecuaciones que incluyan $\mathbf{E}$ en B.2.3.

B.2.3.2.2 – ***Verificación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño*** – Para evaluar las esfuerzos en los miembros estructurales, y no estructurales, causados por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso $\mathbf{IV}$, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.12, los cuales exigen que los esfuerzos se verifiquen empleando las fuerzas sísmicas $\mathbf{E_d}$, obtenidas allí, multiplicadas por un coeficiente de carga igual a 1.0, en las combinaciones B.2.3-4, B.2.3-6 y B.2.3-9. Además, en las combinaciones B.2.3-6 y B.2.3-9 puede emplearse un coeficiente de carga de 0.4 para la carga viva, en la evaluación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño y pueden emplearse los requisitos de B.2.3.4.

B.2.3.2.3 – ***Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño*** – Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso $\mathbf{IV}$, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.12, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{E_d}$, obtenidas allí, multiplicadas por un coeficiente de carga igual a 1.0.

B.2.3.3 - OTRAS COMBINACIONES DE CARGA - Cuando los efectos estructurales de $\mathbf{F}$, $\mathbf{H}$, $\mathbf{P}$ o $\mathbf{T}$ sean importantes deberán tenerse en cuenta en el diseño.

B.2.3.4 - CARGAS TRANSITORIAS - Para las combinaciones de carga dadas en B.2.3.1, B.2.3.2 y B.2.3.3 que incluyen efectos de cargas transitorias se permiten los siguientes incrementos en los valores de los esfuerzos admisibles de los materiales:

B.2.3.4.1 - Un tercio del valor especificado para combinaciones que incluyan:

$$\mathbf{D + L + (W \text{ o } 0.7E)}$$

$$\mathbf{D + L + T}$$

$$\mathbf{D + (W \text{ o } 0.7E) + T}$$

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G) + (W \text{ o } 0.7E)}$$

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G) + T}$$

B.2.3.4.2 - Un medio del valor especificado para combinaciones que incluyan:

$$\mathbf{D + L + (W \text{ o } 0.7E) + T}$$

$$\mathbf{D + L + (L_r \text{ o } G) + (W \text{ o } 0.7E) + T}$$

B.2.4 - COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO O MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL, USANDO EL METODO DEL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

B.2.4.1 - APLICABILIDAD - Las combinaciones de carga dadas en B.2.4.2 y las observaciones de B.2.4.3 y B.2.4.4 se aplicarán al diseño de estructuras de concreto o mampostería estructural, salvo que se utilicen las combinaciones alternas de B.2.5.2 en cuyo caso deberán modificarse los coeficientes de reducción de resistencia como se indica en B.2.4.5.

B.2.4.2 - COMBINACIONES BASICAS - Las estructuras de concreto o mampostería estructural, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las siguientes combinaciones:

$$1.4D + 1.7L \qquad \textbf{(B.2.4-1)}$$

$$1.05D + 1.28L + 1.28W \qquad \textbf{(B.2.4-2)}$$

$$0.9D + 1.3W \qquad \textbf{(B.2.4-3)}$$

$$1.05D + 1.28L + 1.0E \qquad \textbf{(B.2.4-4)}$$

$$0.9D + 1.0E \qquad \textbf{(B.2.4-5)}$$

$$1.4D + 1.7L + 1.7H \qquad \textbf{(B.2.4-6)}$$

$$1.05D + 1.28L + 1.05T \qquad \textbf{(B.2.4-7)}$$

$$1.4D + 1.4T \qquad \textbf{(B.2.4-8)}$$

B.2.4.2.1 - Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, utilizadas en las combinaciones B.2.4-4 y B.2.4-5 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, $\mathbf{F_s}$, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $\mathbf{R}$ ($\mathbf{E} = \mathbf{F_s} / \mathbf{R}$) Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas $\mathbf{E}$, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. La verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_s}$, sin haber sido divididas por $\mathbf{R}$.

B.2.4.2.2 - En aquellos casos en que en la ecuación B.2.4-6 $\mathbf{D}$ o $\mathbf{L}$ reducen el efecto de $\mathbf{H}$, $\mathbf{1.4D}$ debe ser substituido por $\mathbf{0.9D}$ y debe usarse un valor de cero en $\mathbf{L}$.

B.2.4.2.3 - Cuando haya carga de fluido $\mathbf{F}$, el coeficiente de carga debe ser de $\mathbf{1.4}$ y deben usarse todas las combinaciones de carga en que se incluya carga viva $\mathbf{L}$.

B.2.4.2.4 – Si los efectos del impacto deben ser tenidos en cuenta en el diseño, estos efectos deben incluirse con la carga viva $\mathbf{L}$.

B.2.4.3 - **COMBINACIONES Y COEFICIENTES DE REDUCCION ALTERNOS** - Alternativamente las estructuras de concreto o mampostería estructural, sus componentes y su cimentación podrán diseñarse para las combinaciones de carga estipuladas en B.2.5.2 pero en tal caso en vez de los coeficientes de reducción de resistencia dados en C.9.3.2 deberán utilizarse los establecidos en B.2.5.4.

B.2.5 - COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE ACERO Y ESTRUCTURAS MIXTAS, USANDO EL METODO DEL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

B.2.5.1 - **APLICABILIDAD** - Las combinaciones de carga dadas en B.2.5.2 se aplicarán al diseño de estructuras de acero hechas con perfiles laminados o con perfiles formados en frío. También son aplicables a estructuras mixtas de concreto reforzado y acero estructural.

B.2.5.2 - COMBINACIONES BASICAS - Las estructuras de acero, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las siguientes combinaciones:

$$1.4D \qquad \textbf{(B.2.5-1)}$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5\,(L_r \text{ o } G) \qquad \textbf{(B.2.5-2)}$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } G) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \qquad \textbf{(B.2.5-3)}$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5\,(L_r \text{ o } G) \qquad \textbf{(B.2.5-4)}$$

$$1.2D + 1.0E + (0.5L \text{ o } 0.2G) \qquad \textbf{(B.2.5-5)}$$

$$0.9D - (1.3W \text{ o } 1.0E) \qquad \textbf{(B.2.5-6)}$$

Las fuerzas sísmicas reducidas, **E**, utilizadas en las combinaciones B.2.5-5 y B.2.5-6 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, $\mathbf{F_s}$, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por **R** ($\mathbf{E = F_s / R}$) Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas **E**, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. La verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_s}$, sin haber sido divididas por **R**.

B.2.5.2.1 - Se tomará 1.0 como coeficiente de carga para **L** en las combinaciones B.2.5.3, B.2.5.4 y B.2.5.5 en los casos de garajes, sitios de reuniones públicas y áreas con carga viva de 500 kg/m² o más.

B.2.5.2.2 - Adicionalmente en el caso de estructuras de acero hechas con perfiles laminados, deberán estudiarse las combinaciones especiales de carga con requisitos específicos de diseño estipuladas en el Capítulo F.3.

B.2.5.2.3 - En el caso de estructuras hechas con miembros de acero formados en frío, en lugar de las combinaciones B.2.5-1 y B.2.5-3 se utilizarán las siguientes:

$$1.4D + L \qquad \textbf{(B.2.5-7)}$$

$$1.2D + (1.4L_r \text{ o } 1.6G) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \qquad \textbf{(B.2.5-8)}$$

B.2.5.3 - OTRAS COMBINACIONES DE CARGA - Cuando los efectos estructurales de **F**, **H**, **P** o **T** sean importantes, deben tenerse en cuenta en el diseño con las siguientes cargas mayoradas: **1.3F**, **1.6H**, **1.2P** y **1.2T**.

B.2.5.4 - ESTRUCTURAS MIXTAS - Las estructuras mixtas conformadas por elementos tanto de acero estructural como de concreto reforzado deberán diseñarse para las combinaciones de carga de B.2.5.2. Los elementos de concreto se diseñarán entonces con los siguientes coeficientes de reducción de resistencia ϕ, en lugar de los prescritos en el Título C.

Flexión, sin carga axial **0.80**

Tensión axial y su combinación con flexión **0.80**

Comprensión axial y su combinación con flexión:
- Elementos con refuerzo en espiral que cumplan los requisitos de C.10.3 ..... **0.70**
- Otros elementos reforzados **0.65**

Corte y torsión en elementos que resisten fuerzas estáticas **0.75**

Corte en elementos de estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES) cuando su resistencia nominal al cortante es menor que la necesaria para desarrollar la resistencia nominal a flexión del elemento **0.55**

Corte en nudos de edificaciones con capacidad especial de disipación de energía (DES) **0.80**

Aplastamiento (Esfuerzos de contacto) **0.65**

Concreto simple **0.55**

B.2.6 - COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE ALUMINIO

B.2.6.1 - APLICABILIDAD - Las combinaciones de carga dadas en B.2.6.2 se aplicarán al diseño de estructuras de aluminio.

B.2.6.2 - COMBINACIONES BASICAS - Las estructuras de aluminio, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las combinaciones estipuladas para estructuras de acero en B.2.5.2 y B.2.5.3, exceptuando B.2.5.2.3.

B.2.7 - FUERZAS ALTERNANTES - En todas las combinaciones de carga de B.2.3.1, B.2.3.3, B.2.3.4, B.2.4.2, B.2.5.2 y B.2.6.2, cuando la acción de las fuerzas pueda cambiar de dirección se tendrán en cuenta todas las combinaciones de carga posibles, cambiando adecuadamente los signos de las cargas.

CAPITULO B.3
CARGAS MUERTAS

B.3.1 - DEFINICION

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de preesfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

B.3.2 – MASA DE LOS MATERIALES

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masa reales de materiales. Pueden usarse como guía los valores mínimos siguientes:

Material	Densidad	Material	Densidad
Acero	7 800 kg/m^3	Madera, densa, seca	750 kg/m^3
Agua dulce	1 000 kg/m^3	Madera, densidad baja, seca	450 kg/m^3
Agua marina	1 030 kg/m^3	Madera, densidad media, seca	600 kg/m^3
Aluminio	2 700 kg/m^3	Mampostería de ladrillo hueco	1 300 kg/m^3
Asfalto	1 300 kg/m^3	Mampostería de ladrillo macizo	1 800 kg/m^3
Baldosín cerámico	2 400 kg/m^3	Mampostería de piedra	2 200 kg/m^3
Cal, hidratada, compacta	730 kg/m^3	Mampostería de concreto	2 150 kg/m^3
Cal, hidratada, suelta	500 kg/m^3	Mortero de inyección para mampostería	2 250 kg/m^3
Carbón (apilado)	800 kg/m^3	Mortero de pega para mampostería	2 100 kg/m^3
Cobre	9 000 kg/m^3	Plomo	11 400 kg/m^3
Concreto Reforzado	2 400 kg/m^3	Tierra: Arcilla y grava, seca	1 600 kg/m^3
Concreto Simple	2 300 kg/m^3	Tierra: Arcilla, húmeda	1 750 kg/m^3
Enchape Arenisca	1 350 kg/m^3	Tierra: Arcilla, seca	1 000 kg/m^3
Enchape Granito	1 550 kg/m^3	Tierra: Arena y grava, húmeda	1 900 kg/m^3
Enchape Mármol	1 500 kg/m^3	Tierra: Arena y grava, seca, apisonada	1 750 kg/m^3
Escoria	1 550 kg/m^3	Tierra Arena y grava, seca, suelta	1 600 kg/m^3
Hielo	920 kg/m^3	Tierra: Limo, húmedo, apisonado	1 550 kg/m^3
Ladrillo de Arcilla, absorción baja	2 000 kg/m^3	Tierra: Limo, húmedo, suelto	1 250 kg/m^3
Ladrillo de Arcilla, absorción media	1 850 kg/m^3	Vidrio	2 560 kg/m^3
Ladrillo de Arcilla, absorción alta	1 600 kg/m^3	Yeso, suelto	1 150 kg/m^3
Madera, laminada	600 kg/m^3	Yeso, tablero para muros	800 kg/m^3

Debe tenerse en cuenta que dentro del sistema de unidades internacional (SI) el kg es una unidad de masa, por lo tanto para calcular la carga muerta debida a los efectos gravitacionales que actúan sobre la masa de los materiales, ésta debe multiplicarse por la aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g}$ = 9.8 m/s^2 ≅ 10 m/s^2), para obtener densidades en N/m^3, newtons por metro cúbico. El newton por definición es la fuerza que ejerce una masa de 1 kg al ser acelerada 1 m/s^2. (N = kg · m / s^2). Así, por ejemplo para el concreto reforzado, una losa de $\mathbf{h}$ = 0.5 m de espesor produce un carga muerta de: $\mathbf{m} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{h}$ = 2 400 kg/m^3 · 10 m/s^2 · 0.5 m = 12 000 kg · m / s^2 · 1/m^2 = 12 000 N/m^2 = 12 kN/m^2. Para convertir de toneladas fuerza (1000 kgf) a kN se multiplica por 10 (1 ton = 10 kN, ó 1 kN = 0.1 ton)

B.3.3 – CARGAS MUERTAS MINIMAS

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las masas reales de los materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar masas representativas en este cálculo. Pueden usarse como guía los siguientes valores mínimos:

Entrepisos de madera (entresuelo, listón, arriostramientos y cielo raso pañetado)	1.20 kN/m^2	(120 kgf/m^2)
Pisos de baldosín de cemento	1.00 kN/m^2	(100 kgf/m^2)
Placa ondulada de asbesto cemento	0.18 kN/m^2	(18 kgf/m^2)
Canaleta 43	0.30 kN/m^2	(30 kgf/m^2)
Canaleta 90	0.22 kN/m^2	(22 kgf/m^2)
Teja de lámina galvanizada (zinc)	0.05 kN/m^2	(5 kgf/m^2)
Teja de aluminio	0.02 kN/m^2	(2 kgf/m^2)
Teja de barro (incluido el mortero)	0.80 kN/m^2	(80 kgf/m^2)
Alistado en cubiertas de concreto por mm de espesor	0.022 kN/m^2	(2.2 kgf/m^2)
Impermeabilización	0.15 kN/m^2	(15 kgf/m^2)
Cielos rasos livianos pegados a la losa	0.05 a 0.10 kN/m^2	(5 a10 kgf/m^2)
Cielos rasos de yeso, suspendidos	0.25 kN/m^2	(25 kgf/m^2)
Cielos rasos de madera	0.10 a 0.50 kN/m^2	(10 a 50 kgf/m^2)
Cielos rasos de malla y pañete	0.80 a 1.00 kN/m^2	(80 a100 kgf/m^2)

Para otros productos debe utilizarse el peso especificado por el fabricante o a falta de éste, debe evaluarse analítica o experimentalmente.

B.3.4 – FACHADAS, MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES

B.3.4.1 – FACHADAS – La carga muerta causada por las fachadas de la edificación debe evaluarse como una carga por metro lineal sobre el elemento estructural de soporte al borde de la losa, o como una carga concentrada en el extremo exterior cuando se trate de elementos en voladizo. Pueden emplearse los siguiente valores mínimos, por m^2 de área de fachada alzada:

Fachadas en ladrillo tolete a la vista y pañetado en el interior	3.00 kN/m^2	(300 kgf/m^2)
Fachadas en ladrillo tolete a la vista, más muro adosado en bloque de perforación horizontal de arcilla de 100 mm de espesor, pañetado en el interior.....	4.50 kN/m^2	(450 kgf/m^2)
Fachadas bloque de perforación horizontal de arcilla de 120 mm de espesor, pañetado en ambas caras	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
Ventanas incluye el vidrio y el marco	0.45 kN/m^2	(45 kgf/m^2)
Lámina de yeso de 16 mm (5/8”) protegida, al exterior, costillas de acero y lámina de yeso de 10 mm al interior	1.00 kN/m^2	(100 kgf/m^2)
Lámina de yeso de 16 mm (5/8”) protegida, mas enchape cerámico al exterior, costillas de acero y lámina de yeso de 10 mm al interior.....	2.50 kN/m^2	(250 kgf/m^2)
Enchapes en granito; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del enchape	0.017/mm kN/m^2	(1.7/mm kgf/m^2)
Enchapes en mármol; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del enchape	0.015/mm kN/m^2	(1.5/mm kgf/m^2)
Enchapes en piedra arenisca; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del enchape	0.013/mm kN/m^2	(1.3/mm kgf/m^2)
Enchape cerámico, adicional a la fachada	1.50 kN/m^2	(150 kgf/m^2)

B.3.4.2- DIVISIONES Y PARTICIONES DE MATERIALES TRADICIONALES - La carga muerta producida por muros divisorios y particiones de materiales tradicionales, cuando éstos no hacen parte del sistema estructural, debe evaluarse para cada piso y se puede utilizar como carga distribuida en las placas. Si se hace dicho análisis, éste debe figurar en la memoria de cálculos y además debe dejarse una nota explicativa en los planos. Cuando no se realice un análisis detallado pueden utilizarse, como mínimo, 3.0 kN/m^2 (300 kgf/m^2) de área de placa, cuando se trate de muros de ladrillo bloque hueco de arcilla o concreto y 3.5 kN/m^2 (350 kgf/m^2) de área de placa, cuando se trate de muros de ladrillo macizo, tolete, de arcilla, concreto o silical. Estos valores hacen referencia a alturas libres de entrepiso de 2.20 m, cuando haya una mayor altura libre deben utilizarse valores proporcionales a la mayor altura. Cuando el muro haga parte del sistema estructural su peso debe contabilizarse dentro del peso propio del elemento y se exime de tener que usar los valores mínimos dados.

B.3.4.3 – DIVISIONES LIVIANAS - La carga muerta producida por muros divisorios y particiones livianas, debe evaluarse para cada piso y se puede utilizar como carga distribuida en las placas. La determinación de la carga muerta debe incluir los elementos de soporte y el espesor de las láminas de material de acabado en ambos costados de la división. Cuando el diseño se realice para estas divisiones livianas, debe colocarse una nota al respecto tanto en los planos arquitectónicos como en los estructurales. Pueden emplearse los siguiente valores mínimos, pero en

ningún caso se puede emplear menos de 0.5 kN/m^2 (50 kgf/m^2) de área de placa. Los valores están definidos para alturas libres de entrepiso de 2.20 m, cuando haya una mayor altura libre deben utilizarse valores proporcionales:

Divisiones móviles de media altura (0.40 kN/m^2, pero debe utilizarse el mínimo).....	0.50 kN/m^2	(50 kgf/m^2)
Lámina de yeso de 13 mm (1/2") en cada costado y costillas de acero o de madera, agregar 0.04 kN/m^2 (4 kgf/m^2) por cada mm adicional de espesor de la lámina	0.90 kN/m^2	(90 kgf/m^2)
Lámina de madera protegida y costillas de madera, pañetado sobre malla	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)

B.3.5 - EQUIPOS FIJOS

Dentro de las cargas muertas deben incluirse la masa correspondiente de todos los equipos fijos que estén apoyados sobre elementos estructurales tales como ascensores, bombas hidráulicas, transformadores, equipos de aire acondicionado y ventilación y otros.

B.3.6 - ACABADOS

La carga producida por los acabados de los pisos debe evaluarse para los materiales que se van a utilizar en cada uno de los pisos de la edificación. El valor que se utilice en terrazas y azoteas debe tener en cuenta los pendientados que se coloquen. Cuando no se realice un análisis detallado, puede utilizarse 1.5 kN/m2 (150 kgf/m^2) en pisos y terrazas.

B.3.7 - CONSIDERACIONES ESPECIALES

Los profesionales que participen en el diseño y la construcción y el propietario de la edificación deben ser conscientes de los valores de la cargas muertas utilizados en el diseño y tomar las precauciones necesarias para verificar en la obra que los pesos de los materiales utilizados no superen los valores usados en el diseño.

■

CAPITULO B.4
CARGAS VIVAS

B.4.1 - DEFINICION

B.4.1.1 - Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta.

B.4.1.2 - Las cargas vivas en las cubiertas son aquellas causadas por:

(a) Materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta y

(b) Durante la vida de la estructura las causadas por objetos móviles y por las personas que tengan acceso a ellas.

B.4.2 - CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

B.4.2.1 - CARGAS VIVAS REQUERIDAS - Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener. En ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan a continuación:

Vivienda	1.80 kN/m^2	(180 kgf/m^2)
Oficinas	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
Escaleras en oficinas y vivienda	3.00 kN/m^2	(300 kgf/m^2)
Salones de Reunión		
- Con asientos fijos (anclados al piso)	3.00 kN/m^2	(300 kgf/m^2)
- Sin asientos fijos	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)
Hospitales		
- Cuartos	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
- Salas de operaciones	4.00 kN/m^2	(400 kgf/m^2)
Coliseos y Estadios		
- Graderías	4.00 kN/m^2	(400 kgf/m^2)
- Escaleras	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)
Garajes		
- Automóviles	2.50 kN/m^2	(250 kgf/m^2)
- Vehículos pesados	Según uso	
Hoteles	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
Escuelas, Colegios y Universidades	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
Bibliotecas		
- Salas de lectura	2.00 kN/m^2	(200 kgf/m^2)
- Depósitos de libros	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación	
Cubiertas inclinadas de estructuras metálicas y de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la acá estipulada:		
- si la pendiente es mayor del 20%	0.35 kN/m^2	(35 kgf/m^2)
- si la pendiente es menor del 20%	0.50 kN/m^2	(50 kgf/m^2)
Fábricas		
- Livianas	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)
- Pesadas	10.00 kN/m^2	(1000 kgf/m^2)
Depósitos		
- Livianos	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)
- Pesados	10.00 kN/m^2	(1000 kgf/m^2)
Almacenes		
- Detal	3.50 kN/m^2	(350 kgf/m^2)
- Por Mayor	5.00 kN/m^2	(500 kgf/m^2)

B.4.2.2 - EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS - Las barandas y pasamanos de escaleras y balcones, tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 0.75 kN (75 kgf) por metro lineal, aplicadas en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho.

B.4.3 - CARGA PARCIAL - Cuando la luz de un elemento esté cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto más desfavorable que cuando está cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser temido en cuenta en el diseño.

B.4.4 - IMPACTO - Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse, para efectos de diseño, por los siguientes porcentajes:

(a) Soportes de Elevadores y Ascensores, ... 100%
(b) Vigas de puentes grúas con cabina de operación y sus conexiones, ... 25%
(c) Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones, ... 10%
(d) Apoyos de maquinaria liviana, movida mediante motor eléctrico o por un eje, ... 20%
(e) Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, no menos de 50%
(f) Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos y escaleras, ... 33%

B.4.5 - REDUCCION DE LA CARGA VIVA

B.4.5.1 - REDUCCION DE LA CARGA VIVA POR AREA AFERENTE - Cuando el área de influencia del elemento estructural sea mayor o igual a 35 m2 y la carga viva sea superior a 1.80 kN/m^2 (180 kgf/m^2) e inferior a 3.00 kN/m^2 (300 kgf/m^2), la carga viva puede reducirse utilizando la ecuación (B.4-1):

$$\mathbf{L = L_o\left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right)} \qquad \textbf{(B.4-1)}$$

Donde:
$\mathbf{L}$ = Carga viva reducida, en kN/m^2
$\mathbf{L_o}$ = Carga viva sin reducir, en kN/m^2
$\mathbf{A_i}$ = Area de influencia del elemento en m^2

B.4.5.1.1 - La carga viva reducida no puede ser menor del 50% de $\mathbf{L_o}$ en elementos que soporten un piso ni del 40% de $\mathbf{L_o}$ en otros elementos.

B.4.5.1.2 - El área de influencia es igual a cuatro veces el área aferente para una columna, dos veces el área aferente para una viga y al área del panel para una losa armada en dos direcciones. Para columnas y vigas equivale al área de los paneles de placa que tocan el elemento y debe tomarse así:

vigas centrales	$\mathbf{A_i}$ = Area de dos paneles
vigas de borde	$\mathbf{A_i}$ = Area de un panel
columnas centrales	$\mathbf{A_i}$ = Area de cuatro paneles
columnas de borde	$\mathbf{A_i}$ = Area de dos paneles
columnas de esquina	$\mathbf{A_i}$ = Area de un panel

Para elementos que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos

B.4.5.2 - REDUCCION POR NUMERO DE PISOS - Alternativamente a lo estipulado en el numeral anterior en edificios de cinco pisos o más la carga viva para efectos del diseño de las columnas y la cimentación puede tomarse como la suma de las cargas vivas de cada piso multiplicadas por el coeficiente $\mathbf{r}$ correspondiente a ese piso:

$\mathbf{r = 1.0}$	para $\mathbf{i = n}$ a $\mathbf{i = n - 4}$ (cinco pisos superiores)
$\mathbf{r = 1.0 + 0.10(i-n+4)}$	para $\mathbf{i = n - 5}$ a $\mathbf{i = n - 8}$
$\mathbf{r = 0.5}$	para $\mathbf{i = n - 9}$ en adelante

Donde:
$\mathbf{n}$ = número de pisos del edificio
$\mathbf{i}$ = número del piso donde se aplica el coeficiente $\mathbf{r}$

B.4.6 - PUENTES GRUAS - En el diseño de las vigas carrilera de los puentes grúas debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos el 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada. En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa. Esta fuerza debe suponerse colocada en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas teniendo en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles. Además debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de rueda de la grúa.

B.4.7 - EFECTOS DINAMICOS - Las estructuras expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, coliseos, teatros, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales superiores a 5 Hz (períodos naturales menores de 0.2 s) para vibraciones verticales.

■

CAPITULO B.5
EMPUJE DE TIERRA Y PRESION HIDROSTATICA

B.5.1 - EMPUJE EN MUROS DE CONTENCION DE SOTANOS

B.5.1.1 - En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tenerse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Deben tenerse en cuenta las posibles sobrecargas tanto vivas como muertas que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática. Deben consultarse los requisitos del Título H del Reglamento.

B.5.1.2 - El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor, hasta el valor del pasivo, a juicio del ingeniero geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes, cumpliendo los requisitos adicionales del Título H del Reglamento.

B.5.2 - PRESION ASCENDENTE, SUBPRESION, EN LOSAS DE PISO DE SOTANOS

En el diseño de la losa de piso del sótano y otras estructuras aproximadamente horizontales localizadas bajo tierra debe tenerse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática ascendente aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas.

B.5.3 – SUELOS EXPANSIVOS

Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del ingeniero geotecnista. Debe consultarse el Titulo H del Reglamento.

B.5.4 – ZONAS INUNDABLES

En aquellas zonas designadas por la autoridad competente como inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos, y de impacto de objetos flotantes.

CAPITULO B.6
FUERZAS DE VIENTO

B.6.1 – ALCANCE

A continuación se presentan métodos para calcular las fuerzas de viento con que deben diseñarse las edificaciones y sus componentes. No es aplicable a las estructuras de forma o localización especiales, las cuales requieren investigación apropiada, ni a aquellas que puedan verse sometidas a oscilaciones graves inducidas por el viento, ni a estructuras de puentes. Cuando existan datos experimentales, obtenidos en túneles de viento, pueden usarse en lugar de los especificados aquí, siempre y cuando reciban la aprobación de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

B.6.2 – DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a este capítulo:

***Altura* -** Altura de la edificación por encima del terreno adyacente.

***Altura por encima del terreno* -** La dimensión a barlovento, por encima del nivel general del terreno.

***Ancho* -** La menor dimensión horizontal de una edificación, por encima del terreno adyacente; o el ancho de un elemento estructural normal a la dirección del viento. Es una dimensión relacionada con la configuración en planta de la edificación.

***Area de elemento de superficie* -** El área de una superficie sobre la cual se considera constante el coeficiente de presión.

***Area frontal efectiva* -** Area normal a la dirección del viento.

***Barlovento* -** Dirección de donde viene el viento.

***Coeficiente de fuerza* -** Un coeficiente adimensional tal que multiplicado por la presión dinámica del viento incidente sobre un cuerpo y por una área apropiada, como se define en este capítulo, da la fuerza total de viento sobre este cuerpo.

***Coeficiente de presión* -** La razón entre la presión que actúa en un punto de una superficie y la presión dinámica del viento incidente.

***Frente* -** Dimensión de la edificación normal a la dirección del viento.

***Longitud* -** La mayor dimensión horizontal de un edificio por encima del terreno adyacente; o la longitud entre apoyos, de un miembro estructural individual. Es una dimensión relacionada con la configuración en planta de la edificación.

***Permeabilidad* -** Relación entre el área de las aberturas de una pared y el área total de la misma.

***Presión dinámica del viento* -** La presión dinámica, en flujo libre, que produce la velocidad del viento de diseño.

***Profundidad* -** Dimensión de la edificación medida en la dirección del viento.

***Topografía* -** Las características de la superficie terrestre en lo que respecta a la configuración de valles y montañas.

***Rugosidad del terreno* -** Las características de la superficie terrestre en lo relacionado con obstrucciones de pequeña escala tales como árboles y edificaciones (a diferencia de la topografía).

***Sotavento* -** Dirección hacia donde va el viento.

B.6.3 – NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente comprende las variables utilizadas en el presente capítulo.

$\mathbf{A}$	=	elemento de área superficial
$\mathbf{A_e}$	=	área frontal efectiva
$\mathbf{B}$	=	menor dimensión en planta de la edificación
$\mathbf{b}$	=	frente
$\mathbf{C_f}$	=	coeficiente de fuerza
$\mathbf{C_{fn}}$	=	coeficiente de fuerza normal
$\mathbf{C_{ft}}$	=	coeficiente de fuerza transversal
$\mathbf{C'_t}$	=	coeficiente de arrastre por fricción
$\mathbf{C_p}$	=	coeficiente de presión
$\mathbf{C_{pe}}$	=	coeficiente de presión externa
$\mathbf{C_{pi}}$	=	coeficiente de presión interna
$\mathbf{d}$	=	profundidad
$\mathbf{D}$	=	diámetro
$\mathbf{F}$	=	fuerza
$\mathbf{F_n}$	=	fuerza normal
$\mathbf{F_t}$	=	fuerza transversal
$\mathbf{F'}$	=	fuerza de fricción
$\mathbf{h}$	=	altura
$\mathbf{H}$	=	altura sobre el terreno
$\mathbf{j_\alpha}$###	=	ancho del miembro, según se indica en el diagrama pertinente
$\mathbf{j}$	=	ancho del miembro normal a la dirección del viento
$\mathbf{k}$	=	una constante
$\mathbf{K}$	=	coeficiente de reducción
ℓ	=	longitud
$\mathbf{p}$	=	presión sobre la superficie
$\mathbf{p_e}$	=	presión externa
$\mathbf{p_i}$	=	presión interna
$\mathbf{q}$	=	presión dinámica del viento
$\mathbf{R_e}$	=	número de Reynolds
$\mathbf{S_1}$	=	coeficiente topográfico
$\mathbf{S_2}$	=	coeficiente de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno
$\mathbf{S_3}$	=	coeficiente estadístico
$\mathbf{S_4}$	=	coeficiente que tiene en cuenta la densidad del aire
$\mathbf{V}$	=	velocidad del viento básico (m/s)
$\mathbf{V_s}$	=	velocidad del viento de diseño (m/s)
$\mathbf{w}$	=	ancho del edificio
$\mathbf{w'}$	=	ancho de un vano en edificios de varios vanos
α###	=	ángulo del viento (con respecto a un eje dado)
β###	=	relación de solidez aerodinámica
η###	=	coeficiente de resguardo por apantallamiento
ν###	=	viscosidad cinemática
ϕ###	=	relación de solidez geométrica

B.6.4 - PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LAS FUERZAS DE VIENTO QUE ACTUAN SOBRE LAS ESTRUCTURAS

B.6.4.1 - DISPOSICIONES VARIAS

B.6.4.1.1 - En una estructura es preciso calcular las fuerzas de viento que actúan sobre:

(a) La estructura en conjunto.
(b) Los elementos estructurales individuales, por ejemplo paredes, techos, y
(c) Las unidades individuales de revestimiento y sus elementos de conexión.

B.6.4.1.2 – *Edificaciones en construcción* - Es importante considerar la fuerza de viento que actúe sobre una estructura sin terminar, que depende del método y secuencia de construcción y que puede llegar a ser crítica. Es razonable suponer que la velocidad máxima del viento de diseño, V_s, no se presente durante un período de construcción corto, y se puede usar en consecuencia un coeficiente de reducción S_3 para calcular el máximo viento probable. Sin embargo, no se permite usar períodos de exposición menores de dos años, con un valor mínimo de $S_3 = 0.8$.

B.6.4.1.3 - Las cargas producidas por el viento deben aplicarse en cualquier dirección.

B.6.4.1.4 - El sistema estructural de la edificación debe ser capaz de transferir a la cimentación las fuerzas producidas por el viento.

B.6.4.1.5 - Los amarres o anclajes del material de cubierta colocado dentro de una distancia **0.2B** del borde de los aleros deben diseñarse para una presión negativa (succión), de 1.5 veces la presión dinámica, normal a la superficie.

B.6.4.2 - ANALISIS SIMPLE - Si al evaluar los efectos producidos por las fuerzas de viento con el análisis simple descrito a continuación, se encuentra que éstos no son fundamentales en el diseño, se puede adoptar el análisis simple como válido, con la presión de viento calculada mediante la ecuación B.6.4.1 y las tablas B.6.4-1, B.6.4-2 y B.6.4-3. Por el contrario, si las fuerzas de viento en algún sentido resultan determinantes, el diseño deberá regirse por el análisis completo como se establece en B.6.4.3 y subsiguientes.

B.6.4.2.1 - *Presión producida por el viento* - El viento produce una presión:

$$p = C_p\, q\, S_4 \ (\mathrm{kN/m^2}) \qquad \textbf{(B.6.4-1)}$$

Los valores de **q** para diferentes intervalos de altura se obtienen de la tabla B.6.4-1, con base en la velocidad del viento básico para el sitio, definida en B.6.5.2.

Tabla B.6.4-1 - Valores de q en kN/m² (1 kN/m^2 = 100 kgf/m^2)

Altura (m)	Velocidad (kph)*						
	60	**70**	**80**	**90**	**100**	**110**	**120**
0 - 10	0.20	0.27	0.35	0.45	0.55	0.67	0.79
10 - 20	0.22	0.30	0.40	0.50	0.62	0.75	0.89
20 - 40	0.27	0.37	0.48	0.61	0.75	0.91	1.08
40 - 80	0.33	0.45	0.59	0.74	0.92	1.11	1.32
80 -150	0.40	0.54	0.71	0.90	1.11	1.34	1.59
> 150	0.50	0.68	0.88	1.12	1.38	1.67	1.99

(*véase la figura B.6.5-1)

Tabla B.6.4-2 - Valores de C_p para superficies verticales

Estructuras prismáticas con **h** < **2b**	1.2
Estructuras prismáticas alargadas	1.6
Superficies cilíndricas	0.7
Superficies planas de poca profundidad tales como vallas	1.4

Para los aleros en todos los casos deberá utilizarse $C_p = -1.5$

Para pórticos a dos aguas, al considerar el viento soplando paralelamente a la cumbrera se tomará $C_p = -0.6$

Para los edificios con uno o más lados abiertos se deberá añadir -1.0 a los valores negativos de C_p que aparecen en la tabla B.6.4-3 para superficies inclinadas.

Para efectos de computar la presión del viento sobre una cubierta curva, ésta debe dividirse como mínimo en cinco segmentos iguales. La presión en cada segmento, positiva o negativa, debe determinarse usando los valores de C_p que para la pendiente respectiva aparecen en la tabla B.6.4-3.

Tabla B.6.4-3 - Valores de C_p para superficies inclinadas

Inclinación de la cubierta (grados)	Barlovento	Sotavento
0 - 10.0	- 0.8	- 0.5
10.1 - 20.0	- 0.7	- 0.5
20.1 - 30.0	- 0.4	- 0.5
30.1 - 40.0	- 0.1	- 0.5
40.1 - 50.0	+ 0.2	- 0.5
50.1 - 60.0	+ 0.5	- 0.5
60.1 - 70.0	+ 0.7	- 0.5
70.1 - 80.0	+ 0.8	- 0.5
> 80		Véase la tabla B.6.4-2

Los valores de S_4 se determinan de acuerdo con el numeral B.6.6.2.

B.6.4.3 - ANALISIS COMPLETO - Para establecer la fuerza de viento, debe procederse así:

Paso 1 - Se busca la velocidad del viento básico V en el sitio de la construcción de acuerdo con B.6.5.2.

Paso 2 - La velocidad de viento básico se multiplica por los coeficientes S_1, S_2 y S_3, para obtener la velocidad del viento de diseño, V_s, para la parte en consideración, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_s = V\, S_1\, S_2\, S_3 \qquad \textbf{(B.6.4-2)}$$

Paso 3 - Para los valores de S_1, S_2 y S_3 síganse B.6.5.3 a B.6.5.6. La velocidad del viento de diseño se convierte a la presión dinámica q, en kN/m^2, mediante la ecuación:

$$q = 0.000625\, V_s^2\, S_4 \quad (q \text{ en kN/m}^2 \text{ y } V_s \text{ en m/s}) \qquad \textbf{(B.6.4-3a)}$$

$$q = 0.000048\, V_s^2\, S_4 \quad (q \text{ en kN/m}^2 \text{ y } V_s \text{ en kph}) \qquad \textbf{(B.6.4-3b)}$$

Para determinar los valores de S_4 véase B.6.6.2.

Paso 4 - La presión dinámica q se multiplica luego por el coeficiente de presión apropiado, C_p, para obtener la presión p ejercida sobre cualquier punto de la superficie de un edificio.

$$p = C_p q \qquad \textbf{(B.6.4-4)}$$

Los valores negativos de C_p indican succión. Puesto que la fuerza resultante sobre un elemento depende de la diferencia de presión entre sus caras opuestas, pueden darse coeficientes de presión diferentes para las superficies externas, C_{pe}, e internas, C_{pi}. La fuerza de viento resultante sobre un elemento de superficie actúa normalmente a ésta y vale:

$$F = (C_{pe} - C_{pi})\, q\, A \qquad \textbf{(B.6.4-5)}$$

en donde A es el área de la superficie.

Un valor negativo de F indica que la fuerza va dirigida hacia afuera. La fuerza total del viento, que actúa sobre una superficie, puede obtenerse sumando vectorialmente las cargas que actúan sobre todas las superficies.

Alternativamente, para hallar la fuerza total del viento sobre la edificación en conjunto, en vez de usar el procedimiento del paso 4, puede usarse un coeficiente de fuerza, C_f, cuando éste se conoce. La fuerza total de viento está dada entonces por:

$$F = C_f\, q\, A_e \qquad \textbf{(B.6.4-6)}$$

en donde A_e es el área frontal efectiva de la estructura. La dirección en la cual actúa la fuerza se indica en las tablas de coeficientes de fuerza.

En B.6.7 se dan coeficientes de presión y de fuerza para varias configuraciones de edificios, y en B.6.8, coeficientes de fuerza para estructuras sin revestir.

B.6.5 - VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO

B.6.5.1 - GENERAL - La velocidad del viento de diseño se calcula mediante la ecuación B.6.4-2.

B.6.5.2 - VELOCIDAD DEL VIENTO BASICO - La velocidad del viento básico, V, es la velocidad de ráfaga de 3 segundos, que se estima será excedida en promedio una vez cada 50 años, medida a 10 m de altura del terreno y en campo abierto. Los valores de esta velocidad deben tomarse del mapa de amenaza eólica, figura B.6.5.1.

B.6.5.3 - COEFICIENTES DE VELOCIDAD DEL VIENTO - La velocidad del viento básico, debe modificarse mediante los coeficientes S_1, S_2 y S_3 para tener en cuenta los efectos topográficos; de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno; y la vida útil e importancia del proyecto, respectivamente.

B.6.5.4 - COEFICIENTE DE TOPOGRAFIA, S_1 - Deben utilizarse los coeficientes dados a continuación:

Tabla B.6.5-1
Coeficiente de topografía S_1

Topografía	Valor de S_1
(a) Todos los casos excepto los dados en (b) y (c).	1.0
(b) Laderas y cimas montañosas muy expuestas en donde se sabe que el viento se acelera, y valles donde debido a su forma se concentra el viento.	1.1
(c) Valles encerrados protegidos de todo viento.	0.9

B.6.5.5 - COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL TERRENO, DEL TAMAÑO DEL EDIFICIO Y DE ALTURA SOBRE EL TERRENO, S_2 - El efecto combinado de estos factores se tiene en cuenta mediante el coeficiente S_2, que se obtiene de la tabla B.6.5-2 en función de los siguientes parámetros:

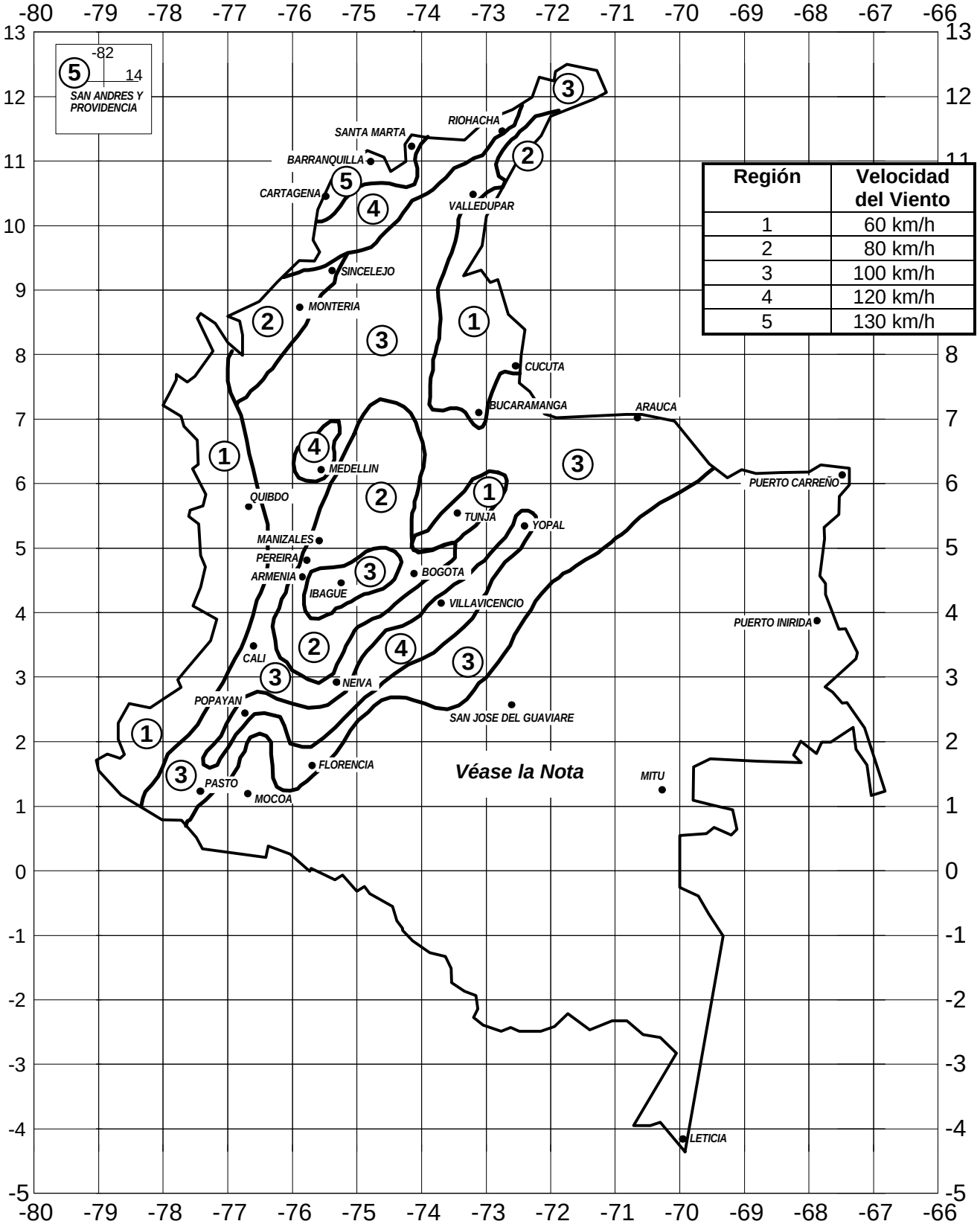
B.6.5.5.1 - *Rugosidad del terreno* - Para los fines de estas normas la rugosidad del terreno se divide en cuatro categorías así:

Rugosidad 1 - Grandes extensiones de campo abierto, plano o casi plano, sin abrigo, como bordes costeros, pantanos, aeropuertos, pastizales y labrantíos sin cercas de arbustos o piedra.

Rugosidad 2 - Terreno plano u ondulado con obstrucciones de arbustos o cercas alrededor de los campos, con árboles en algunos sitios y una que otra edificación. Como la mayoría de las zonas cultivadas y áreas rurales con excepción de aquellas partes muy boscosas.

Rugosidad 3 - Superficies cubiertas con numerosas obstrucciones de gran tamaño. Se supone que el nivel general de los techos y de los obstáculos es de 10 m, pero esta categoría comprende la mayoría de las áreas construidas diferentes de aquellas incluidas en la categoría 4.

Rugosidad 4 - Superficies cubiertas por numerosas obstrucciones de gran tamaño con techos construidos a 25 o más metros de altura. Esta categoría cubre únicamente los centros de las ciudades donde los edificios son no solamente altos sino poco espaciados.



Región	Velocidad del Viento
1	60 km/h
2	80 km/h
3	100 km/h
4	120 km/h
5	130 km/h

Nota: Estas zonas no han sido estudiadas y se recomienda ser conservador al evaluar las fuerzas eólicas que puedan presentarse en ellas. Mientras no existan datos confiables se calcularán con base en una velocidad mínima de 100 km/h

Mapa de amenaza eólica: velocidad del viento básico
Figura B.6.5.1

Tabla B.6.5-2
Coeficiente de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno, S_2

	Rugosidad 1			***Rugosidad 2***			***Rugosidad 3***			***Rugosidad 4***		
H (m)	CAMPOS ABIERTOS SIN OBSTRUCCIONES			CAMPOS ABIERTOS CON VALLAS			CAMPOS CON MUCHAS VALLAS; PUEBLOS O AFUERAS DE CIUDADES			ZONAS CON GRANDES Y FRECUENTES OBSTRUCCIONES COMO CENTROS DE CIUDAD		
	CLASE			CLASE			CLASE			CLASE		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
3	0.83	0.78	0.73	0.72	0.67	0.63	0.64	0.60	0.55	0.56	0.52	0.47
5	0.88	0.83	0.78	0.79	0.74	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50
10	1.00	0.93	0.90	0.95	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.67	0.62	0.58
15	1.03	0.99	0.94	1.00	0.95	0.91	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.64
20	1.06	1.01	0.96	1.03	0.98	0.94	0.95	0.90	0.85	0.79	0.75	0.70
30	1.08	1.05	1.00	1.07	1.03	0.98	1.01	0.97	0.92	0.90	0.85	0.79
40	1.12	1.08	1.03	1.10	1.06	1.01	1.05	1.01	0.96	0.97	0.93	0.89
50	1.14	1.10	1.06	1.12	1.08	1.04	1.08	1.04	1.00	1.02	0.98	0.94
60	1.15	1.12	1.08	1.14	1.10	1.04	1.10	1.06	1.02	1.05	1.02	0.98
80	1.18	1.15	1.11	1.17	1.13	1.09	1.13	1.10	1.06	1.10	1.07	1.03
100	1.20	1.17	1.13	1.19	1.16	1.12	1.16	1.12	1.09	1.13	1.10	1.07
120	1.22	1.19	1.15	1.21	1.18	1.14	1.18	1.15	1.11	1.15	1.13	1.10
140	1.24	1.20	1.17	1.22	1.19	1.16	1.20	1.17	1.13	1.17	1.15	1.12
160	1.25	1.22	1.19	1.24	1.21	1.18	1.21	1.18	1.15	1.19	1.17	1.14
180	1.26	1.23	1.20	1.25	1.22	1.19	1.23	1.20	1.17	1.20	1.19	1.16
200	1.27	1.24	1.21	1.26	1.24	1.21	1.24	1.21	1.18	1.22	1.21	1.18

B.6.5.5.2 - ***Revestimiento y tamaño del edificio*** - Se establecen tres clases a saber:

Clase A - Todas las unidades de revestimiento, vidriería y cubierta y sus aditamentos; lo mismo que los miembros individuales de las estructuras sin revestir.

Clase B - Todos los edificios y estructuras cuya máxima dimensión vertical u horizontal, no llega a 50 m.

Clase C - Todos los edificios con dimensiones máximas, verticales u horizontales, que sobrepasan los 50 m.

Para entrar a la tabla B.6-5-2, se considera la altura de la parte superior de la estructura, o si se prefiere, puede dividirse ésta en varias partes, y calcularse la fuerza en cada una de ellas, aplicándole el coeficiente S_2 correspondiente al nivel superior de cada parte. La fuerza se considera aplicada a media altura de la estructura o parte considerada, respectivamente.

Al estimar la altura sobre el terreno circundante debe darse debida consideración a cualquier condición especial que presente.

B.6.5.6 - COEFICIENTE S_3 - Este coeficiente tiene en cuenta el grado de seguridad y de vida útil de la estructura. Según los grupos de uso estipulados en el numeral A.2.5.1, se utilizarán los siguientes valores:

Para todas las edificaciones y estructuras de ocupación normal correspondientes al grupo de uso **I** $S_3 = 1.00$

Para las edificaciones y estructuras de ocupación especial pertenecientes al grupo de uso **II** y las diseñadas para prestar servicios indispensables esenciales o de atención a la comunidad, correspondientes a los grupos de uso **III** y **IV** $S_3 = 1.05$

Para edificaciones agrícolas y estructuras de almacenamiento que por su ocupación implican bajo riesgo para la vida humana y para construcciones temporales $S_3 = 0.95$

B.6.6 - PRESION DINAMICA DEL VIENTO

B.6.6.1 - GENERAL - La presión dinámica del viento, $\mathbf{q}$ en (kN/m²) por encima de la presión atmosférica, se obtiene a partir de la velocidad del viento de diseño $\mathbf{V_s}$, hallada en B.6.4.3, mediante la fórmula:

$$\mathbf{q = 0.000625\, V_s^2\, S_4} \qquad (\mathbf{q} \text{ en kN/m}^2 \text{ y } \mathbf{V_s} \text{ en m/s}) \qquad \textbf{(B.6.6-1)}$$

$$\mathbf{q = 0.000048\, V_s^2\, S_4} \qquad (\mathbf{q} \text{ en kN/m}^2 \text{ y } \mathbf{V_s} \text{ en kph}) \qquad \textbf{(B.6.6-2)}$$

B.6.6.2 - COEFICIENTE S_4 - Este coeficiente considera la variación de la densidad del aire con la altura sobre el nivel del mar (m). Debe tomarse de la tabla B.6.6:

Tabla B.6.6
Coeficiente S_4

ALTITUD	
(m)	S_4
0	1.00
500	0.94
1000	0.88
1500	0.83
2000	0.78
2500	0.73
3000	0.69

B.6.7 - COEFICIENTES DE PRESION Y COEFICIENTES DE FUERZA

B.6.7.1 - GENERAL - Para determinar la fuerza del viento que actúa sobre una edificación o sobre parte de ella, se multiplica la presión dinámica calculada en B.6.6 por un coeficiente que depende la forma del edificio o estructura y por el área respectiva. Existen dos tipos de coeficientes: los de presión, $\mathbf{C_p}$, y los de fuerza $\mathbf{C_f}$.

En las tablas B.6.7-1 a B.6.7-9 se presentan los valores de estos coeficientes para algunas configuraciones. Es posible aplicarlas a otros edificios de forma similar.

B.6.7.2 - COEFICIENTES DE PRESION - Los coeficientes de presión se aplican siempre al cálculo de la fuerza de viento que actúa sobre una superficie particular, o sobre parte de la superficie de un edificio. Dicha fuerza se considera perpendicular a la superficie en cuestión y se obtiene multiplicando el área de la superficie por el coeficiente de presión y por la presión dinámica $\mathbf{q}$. La carga total de viento que actúa sobre un edificio se obtiene luego mediante la suma vectorial de todas las cargas que actúan sobre cada una de las superficies del edificio.

B.6.7.2.1 - En las tablas B.6.7-1 a B.6.7-9 se dan los valores promedio de los coeficientes para direcciones críticas del viento en uno o más cuadrantes. Para determinar la carga máxima que actúa sobre el edificio, se debe calcular la carga total para cada una de las direcciones críticas mostradas, en todos los cuadrantes. En las áreas de alta succión local, que se presentan por lo general cerca a los bordes de muros y techos, es preciso utilizar los coeficientes de efectos locales dados en las tablas, aplicados únicamente a tales áreas.

B.6.7.2.2 - Para el diseño del revestimiento y sus elementos de conexión a un miembro estructural, deben usarse los valores correspondientes a la clase A, con el coeficiente de presión aplicable específicamente al área particular en que está el revestimiento.

B.6.7.2.3 - Para el diseño estructural del elemento que sostiene el revestimiento, deben usarse las clases B o C con el coeficiente de presión aplicable al área donde esté el miembro.

B.6.7.2.4 - En el diseño contra altas presiones locales es necesario tener en cuenta los efectos secundarios como por ejemplo, la distribución debida a la rigidez del revestimiento.

B.6.7.2.5 - Para el diseño de miembros estructurales principales, deben usarse las clases B o C y los coeficientes normales del área en conjunto.

B.6.7.2.6 - Al calcular la carga de viento sobre los elementos estructurales individuales y sobre las unidades de revestimiento y sus conexiones, es necesario tener en cuenta la diferencia de presión existente entre las caras opuestas de dichos elementos o unidades. La fuerza resultante debe ser:

$$F = (C_{pe} - C_{pi})\, q\, A \qquad \textbf{(B.6.7-1)}$$

en donde:

C_{pe} = Coeficiente de presión externa
C_{pi} = Coeficiente de presión interna
A = Area superficial del elemento estructural o de la unidad de revestimiento

Los valores de C_{pe} se obtienen de las tablas B.6.7-1 a B.6.7-9 y los de C_{pi} siguiendo el método de B.6.9. Un valor negativo de F indica que la fuerza resultante actúa hacia afuera.

B.6.7.3 - COEFICIENTES DE FUERZA - En aquellos casos en que se dan los coeficientes de fuerza, la carga total de viento sobre el edificio o estructura como un conjunto debe calcularse así:

$$F = C_f\, q\, A_e \qquad \textbf{(B.6.7-2)}$$

en donde F es la fuerza que actúa en una dirección específica en las tablas B.6.7-4 y siguientes, y C_f es el coeficiente de fuerza correspondiente para el edificio. Como dicho coeficiente varía según el viento actué sobre una u otra cara del edificio, es necesario calcular la carga total, para todas las direcciones del viento.

Si la carga de viento se calcula dividiendo el área en partes, a cada una se le debe aplicar el valor C_f del edificio en conjunto.

B.6.7.4 - ARRASTRE POR FRICCION - En algunos edificios de forma especial debe considerarse una fuerza debida al arrastre por fricción, además de las calculadas en B.6.7.2 y B.6.7.3. En edificios rectangulares revestidos sólo es necesaria dicha adición cuando la relación d/h o d/b es mayor de 4.

El arrastre por fricción, F', en la dirección del viento, está dado por las siguientes ecuaciones:

Para $h \leq b$

$$F' = C'_f\, qb(d - 4h) + C'_f\, q2h(d - 4h) \qquad \textbf{(B.6.7-3)}$$

Para $h > b$

$$F' = C'_f\, qb(d - 4b) + C'_f\, q2h(d - 4b) \qquad \textbf{(B.6.7-4)}$$

El primer término en cada caso da el arrastre sobre el techo y el segundo el correspondiente a las paredes. Los términos se dan por separado para permitir el uso de valores diferentes de C'_f y q sobre las distintas superficies. A continuación se dan los valores de C'_f:

C'_f = **0.01** Para superficies lisas sin corrugaciones ni nervaduras normales a la dirección del viento.
C'_f = **0.02** Para superficies con corrugaciones normales a la dirección del viento.
C'_f = **0.04** Para superficies con nervaduras normales a la dirección del viento.

Para otras edificaciones en las cuales es necesario considerar el arrastre por fricción, éste se índica en las tablas de coeficientes de presión y de fuerza.

B.6.8 - COEFICIENTE DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS SIN REVESTIR

B.6.8.1 - GENERAL - Estos requisitos se aplican a estructuras que carecen permanentemente de revestimiento y a las que temporalmente se encuentran sin él. Las estructuras que debido a su tamaño y a la velocidad del viento de diseño se encuentran en régimen supercrítico, pueden necesitar cálculos adicionales para garantizar que las cargas máximas no se presentarán con velocidades del viento menores que la máxima cuando el flujo sea subcrítico.

B.6.8.2 - COEFICIENTE DE FUERZA PARA MIEMBROS INDIVIDUALES - Los coeficientes de las tablas corresponden a miembros de longitud infinita; por consiguiente, para aplicarlos a miembros de longitud finita es necesario multiplicarlos por un coeficiente de reducción **K** que depende de la relación ℓ/j_α###, en donde ℓ es la longitud del miembro y j_α### su ancho en dirección normal a la del viento. Los valores de **K** están dados en la tabla B.6.8-1.

Cuando cualquier miembro llega a una placa o pared en tal forma que quede impedido el flujo libre de aire alrededor de dicho extremo de miembro, es necesario doblar el valor de la relación ℓ/j_α###, ### para determinar **K**. Si ambos extremos del miembro están obstruidos así, dicha relación debe tomarse igual a infinito.

B.6.8.2.1 - *Miembros de lados planos* - Los coeficientes de fuerza de la tabla B.6.8-2 corresponden a dos direcciones ortogonales y a un eje de referencia del miembro estructural. Se denominan C_{fn} y C_{ft} y dan las fuerzas normal y transversal, respectivamente, al plano de referencia, según se indica en los diagramas. Los coeficientes de fuerza dados, son para viento perpendicular al eje longitudinal del miembro y con ellos se calculan las fuerzas normal y transversal:

Fuerza normal $$F_n = C_{fn}\, q\, K\, \ell\, j \qquad \textbf{(B.6.8-1)}$$

Fuerza transversal $$F_t = C_{ft}\, q\, K\, \ell\, j \qquad \textbf{(B.6.8-2)}$$

Los valores de **K** se suministran en la tabla B.6.8-1.

B.6.8.2.2 - *Secciones circulares* - Los coeficientes de fuerza, C_f, de sección circular dependen de los valores DV_s y se dan en la tabla B.6.8-3. Los valores de la tabla sirven para todas las superficies de rugosidad pareja y altura menor de 1/100 del diámetro, es decir para todos los terminados superficiales normales, y también para miembros de longitud infinita. La fuerza está dada por la siguiente ecuación, donde los valores de **K** se suministran en la tabla B.6.8-1.

$$F = C_f\, q\, K\, \ell\, D \qquad \textbf{(B.6.8-3)}$$

B.6.8.2.3 - *Alambres y cables* - En la tabla B.6.8-4, se dan los coeficientes de fuerza C_f para alambres y cables, en función de los valores DV_s.

B.6.8.3 - PORTICOS SIMPLES - Como el viento puede venir de cualquier dirección, es necesario considerar la situación de carga más desfavorable. En el caso de un pórtico simple, ésta corresponde a la condición en la cual el viento sopla formando ángulo recto con el pórtico a menos que se demuestre que otro ángulo es el apropiado. La carga de viento sobre un pórtico simple se debe tomar como:

$$F = C_f\, q\, A_e \qquad \textbf{(B.6.8-4)}$$

en donde:

A_e = Area efectiva del pórtico, medida perpendicularmente a la dirección del viento
q = Presión dinámica del viento
C_f = Coeficiente de fuerza efectiva

En la tabla B.6.8-5 se presentan los coeficientes de fuerza para pórticos simples constituidos por (a) miembros de lados planos o (b) miembros de sección circular en donde todas las partes del pórtico tengan valores DV_s menores o mayores de 6 m²/s.

La relación de solidez ϕ es igual al área efectiva del pórtico, medida perpendicularmente a la dirección del viento, dividida por el área comprendida entre los bordes exteriores del pórtico medida en la misma dirección del viento.

Cuando los pórticos sencillos se componen de miembros de sección circular, es posible que los miembros mayores se encuentren en el régimen de flujo supercrítico (i.e. DV_s### ≥ 6 m²/s) mientras que los más pequeños no lo estén (i.e. $DV_s < 6$ m²/s). También es posible que se fabriquen algunos detalles utilizando secciones planas. En tales casos la fuerza de viento que actúa sobre el pórtico se calcula con un coeficiente de fuerza efectivo igual a:

$$C_{fe} = ZC_{f_{super}} + (1-Z)\frac{A_{circ.sub}}{A_{sub}}C_{f_{sub}} + (1-Z)\frac{A_{plana}}{A_{sub}}C_{f_{plana}} \qquad \textbf{(B.6.8-5)}$$

en donde:

$C_{f_{super}}$ = Coeficiente de fuerza de las secciones circulares supercríticas, obtenido en la tabla B.6.8-4.

$C_{f_{sub}}$ = Coeficiente de fuerza de las secciones circulares subcríticas, dado en la tabla B.6.8-4.

$C_{f_{plana}}$ = Coeficiente de fuerza de los miembros con lados planos obtenido en la tabla B.6.8-2.

$A_{circ.sub}$ = Area efectiva de las secciones circulares subcríticas

A_{plana} = Area efectiva de los miembros con lados planos

A_{sub} = $A_{circ.sub} + A_{plana}$

Z = área del pórtico en flujo supercrítico/A_e

B.6.8.4 - ESTRUCTURAS DE PORTICOS MULTIPLES - Estos requisitos se aplican a estructuras con dos o más pórticos paralelos en los cuales el pórtico a barlovento puede apantallar a los pórticos que quedan a sotavento. El pórtico a barlovento y las partes no apantalladas de los pórticos a sotavento se calculan como se indicó en B.6.8.3, pero la carga de viento de las partes de los pórticos que quedan apantalladas se multiplican por un coeficiente de resguardo η, que depende de la relación de solidez del pórtico a barlovento, del tipo de miembro que lo constituye y de la relación de espaciamiento de los pórticos. En la tabla B.6.8-6 se dan los valores de dicho coeficiente.

B.6.8.4.1 - Cuando hay más de dos pórticos con igual geometría y espaciamiento, se considera que la carga de viento que actúa sobre el tercer pórtico y los pórticos subsecuentes, es igual a la que actúa sobre el segundo.

Las cargas en los diferentes pórticos se deben sumar para obtener la fuerza total sobre la estructura.

B.6.8.4.2 - Se define la relación de espaciamiento como la distancia, centro a centro, entre los pórticos, cerchas o vigas, dividida por la mínima dimensión global del pórtico, cercha o viga, medida en la dirección perpendicular a la del viento. En el caso de estructuras con pórticos triangulares, o con pórticos rectangulares pero colocados diagonalmente con respecto al viento, dicha relación se calcula utilizando la distancia media entre pórticos en la dirección del viento.

B.6.8.4.3 - La relación de solidez aerodinámica que aparece en la tabla B.6.8-6, permite que todas las secciones transversales de miembros sencillos se puedan incluir.

Relación de solidez aerodinámica β = relación de solidez ϕ multiplicada por una constante.

Esta constante es:

1.6 Para miembros con lados planos.

1.2 Para secciones circulares en el rango subcrítico y para miembros con lados planos en conjunto con tales secciones circulares.

0.5 Para secciones circulares en el rango supercrítico y para miembros con lados planos en conjunto con tales secciones circulares.

B.6.8.5 - TORRES DE CELOSIA - Las torres de celosía de secciones cuadradas y de secciones triangulares equiláteras constituyen casos especiales para los cuales puede ser conveniente utilizar un coeficiente global de fuerza en el cálculo de la carga de viento. La carga de viento debe calcularse, por conveniencia, para la condición en la cual el viento sople contra cualquier cara.

La carga de viento F que actúa en la dirección del viento es:

$$F = C_f \, q \, A_e \qquad \textbf{(B.6.8-6)}$$

en donde:

A_e = Area efectiva de la cara (véase B.6.8.3)

q = Presión dinámica del viento (véase B.6.6)

C_f = Coeficiente global de fuerza (véanse las tablas B.6.8-7 a B.6.8-9)

B.6.8.5.1 - En la tabla B.6.8-7 se encuentran los valores del coeficiente global de fuerza para torres de miembros con lados planos. En torres cuadradas de celosía la carga máxima se presenta cuando el viento sopla según la diagonal y se puede tomar como 1.2 veces la carga que produce el viento al actuar sobre una cara. En torres triangulares de celosía se puede suponer que una carga de viento es constante para cualquier incidencia del viento con respecto a la cara.

B.6.8.5.2 - Puesto que en muy pocos casos los miembros de una torre de celosía, compuesta de elementos de sección transversal circular, están en el mismo régimen de flujo, bien sea sub o supercrítico, los cálculos de la fuerza del viento deben llevarse a cabo como se explicó en B.6.8.3, para el caso de los pórticos simples, teniendo en cuenta los coeficientes de resguardo dados en B.6.8.4. Cuando se pueda demostrar que todos los miembros de la torre están en el mismo régimen de flujo, se permite usar los coeficientes de fuerza C_f dados en la tabla B.6.8-8 y B.6.8-9. Estas tablas están basadas en mediciones experimentales y tienen un valor inferior al de las tablas B.6.8-5 y B.6.8-6.

B.6.9 - COEFICIENTES DE PRESION INTERNA

A continuación se indican los valores de C_{pi} que se aplican a un edificio con una planta interior razonablemente abierta y que multiplican los mismos valores de **q** del edificio en que se presentan. Si el interior está dividido por particiones relativamente impermeables, la diferencia de presión entre las paredes del edificio a sotavento y barlovento, debe repetirse entre tales particiones, e impone cargas a las mismas.

(1) Las dos caras opuestas igualmente permeables; las otras caras impermeables.

	C_{pi}
(a) Viento normal a la cara permeable	+0.2
(b) Viento normal a la cara impermeable	-0.3

(2) Las cuatro caras igualmente permeables -0.3

(3) Con igual permeabilidad en todas las caras, con excepción de una abertura dominante en una u otra cara, de tamaño y posición indicados a continuación:

(a) Sobre la cara de barlovento, con la permeabilidad de la cara a barlovento igual a las siguientes proporciones de la permeabilidad distribuida total de todas las caras sometidas a succión.

Proporción	C_{pi}
1.0	+0.1
1.5	+0.3
2.0	+0.5
### 3.0	+0.6

C_{pi}

(b) Sobre la cara a sotavento (cualquier abertura dominante) -0.3

(c) Sobre una cara paralela al viento:

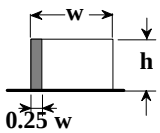
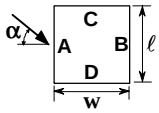
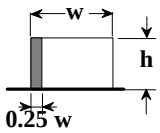
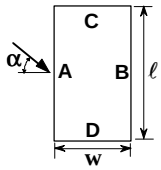
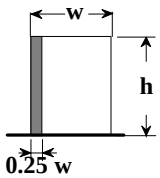
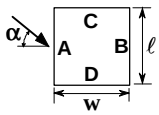
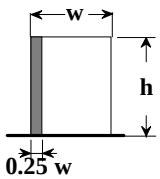
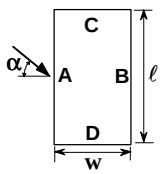
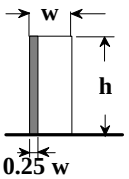
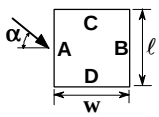
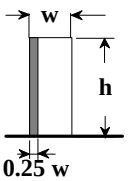
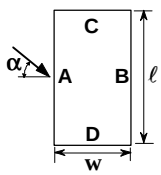
- Cualquier abertura dominante que no este en un área de alto coeficiente local C_{pe} -0.4

- En un área de alto coeficiente local C_{pe} si el área de la abertura es igual a la siguiente proporción de la otra permeabilidad total distribuida de todas las caras externas sometidas a succión.

Proporción	C_{pi}
≤ 0.25	-0.4
0.50	-0.5
0.75	-0.6
1.00	-0.7
1.50	-0.8
≥ 3.00	-0.9

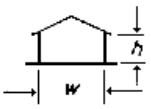
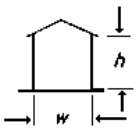
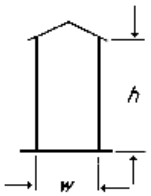
La permeabilidad distribuida debe establecerse en cada caso con tanta precisión como sea posible. Como guía se puede decir que la permeabilidad típica de una casa o grupo de oficinas con todas las ventanas cerradas está en el rango entre 0.01 % y 0.05 % del área de la fachada, dependiendo del grado de sellamiento.

Tabla B.6.7-1
Coeficientes de presión C_{pe} para las paredes de los edificios rectangulares revestidos

Relación de dimensiones (alzada)	Relación de dimensiones (planta)	Alzada	Planta	Angulo Viento α (grados)	C_{pe} para superficie				C_p Local
					A	B	C	D	
$\frac{h}{w} \le \frac{1}{2}$	$1 < \frac{\ell}{w} \le \frac{3}{2}$			0 90	+0.7 -0.5	-0.2 -0.5	-0.5 +0.7	-0.5 -0.2	-0.8
	$\frac{3}{2} < \frac{\ell}{w} < 4$			0 90	+0.7 -0.5	-0.25 -0.5	-0.6 +0.7	-0.6 -0.1	-1.0
$\frac{1}{2} < \frac{h}{w} \le \frac{3}{2}$	$1 < \frac{\ell}{w} \le \frac{3}{2}$			0 90	+0.7 -0.6	-0.25 -0.6	-0.6 +0.7	-0.6 -0.25	-1.1
	$\frac{3}{2} < \frac{\ell}{w} < 4$			0 90	+0.7 -0.5	-0.3 -0.5	-0.7 +0.7	-0.7 -0.1	-1.1
$\frac{3}{2} < \frac{h}{w} < 6$	$1 < \frac{\ell}{w} \le \frac{3}{2}$			0 90	+0.8 -0.8	-0.25 -0.8	-0.8 +0.8	-0.8 -0.25	-1.2
	$\frac{3}{2} < \frac{\ell}{w} < 4$			0 90	+0.7 -0.5	-0.4 -0.5	-0.7 +0.8	-0.7 -0.1	-1.2

NOTA: **h** es la altura hasta el alero o parapeto, ℓ la mayor dimensión horizontal del edificio y **w** su menor dimensión horizontal.

Tabla B.6.7-2
Coeficientes de presión C_{pe} para cubiertas a dos aguas de edificios rectangulares revestidos

Relación de dimensiones en alzada	Angulo de cubierta (grados)	Angulo de viento α α = 0° EF	GH	Angulo de viento α α = 90° EG	FH	Coeficientes locales			
$\frac{h}{w} \le \frac{1}{2}$ 	0	-0.8	-0.4	-0.8	-0.4	-2.0	-2.0	-2.0	--
	5	-0.9	-0.4	-0.8	-0.4	-1.4	-1.2	-1.2	-1.0
	10	-1.2	-0.4	-0.8	-0.6	-1.4	-1.4	———	-1.2
	20	-0.4	-0.4	-0.7	-0.6	-1.0	———		-1.2
	30	0	-0.4	-0.7	-0.6	-0.8			-1.1
	45	+0.3	-0.5	-0.7	-0.6	———			-1.1
	60	+0.7	-0.6	-0.7	-0.6				-1.1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{w} \le \frac{3}{2}$ 	0	-0.8	-0.6	-1.0	-0..6	-2.0	-2.0	-2.0	--
	5	-0.9	-0.6	-0.9	-0.6	-2.0	-2.0	-1.5	-1.0
	10	-1.1	-0.6	-0.8	-0.6	-2.0	-2.0	-1.5	-1.2
	20	-0.7	-0.5	-0.8	-0.6	-1.5	-1.5	-1.5	-1.0
	30	-0.2	-0.5	-0.8	-0.8	-1.0	———	———	-1.0
	45	+0.2	-0.5	-0.8	-0.8	———			———
	60	+0.6	-0.5	-0.8	-0.8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{w} < 6$ 	0	-0.7	-0.6	-0.9	-0.7	-2.0	-2.0	-2.0	--
	5	-0.7	-0.6	-0.8	-0.8	-2.0	-2.0	-1.5	-1.0
	10	-0.7	-0.6	-0.8	-0.8	-2.0	-2.0	-1.5	-1.2
	20	-0.8	-0.6	-0.8	-0.8	-1.5	-1.5	-1.5	-1.2
	30	-1.0	-0.5	-0.8	-0.7	-1.5	———	———	———
	40	-0.2	-0.5	-0.8	-0.7	-1.0			
	50	+0.2	-0.5	-0.8	-0.7	———			
	60	+0.5	-0.5	-0.8	-0.7				

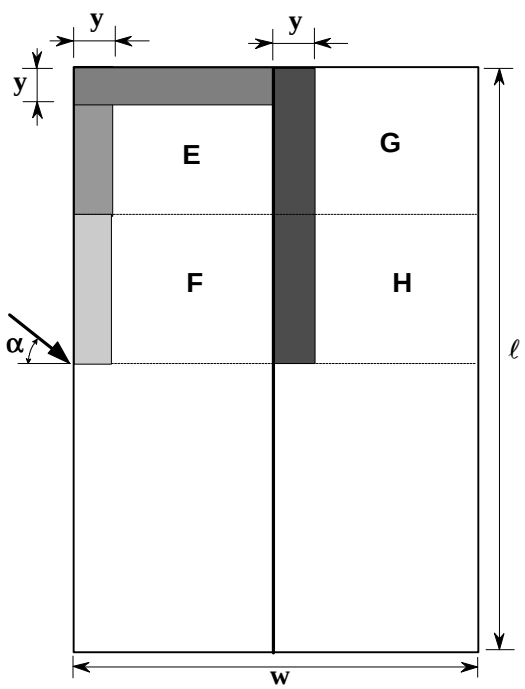
Notas:

1. **h** es la altura hasta el alero o antepecho y **w** es la menor dimensión horizontal del edificio

2. El coeficiente de presión para el lado inferior de cualquier alero en voladizo se tomará igual al de la pared adyacente.

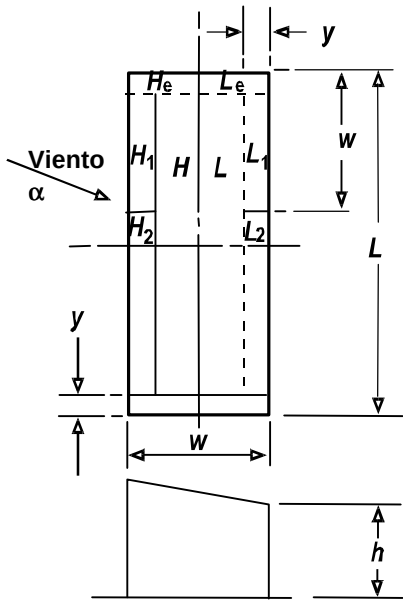
∗ cuando no se dan coeficiente locales, se aplican los globales

PLANTA



y = h o **0.15w**
el que sea menor

Tabla B.6.7-3
Coeficientes de presión C_{pe} para cubiertas a una sola agua,
de edificios rectangulares revestidos con h/w<2



NOTA: Las áreas **H** y **L** se refieren a todo el cuadrante
y = h o **0.15w** el que sea menor

Inclinación de la cubierta grados	Angulo del viento, α										C_{pe} local					
	0°		45°		90°		135°		180°							
	H	**L**	**H**	**L**	**H&L***	**H&L****	**H**	**L**	**H**	**L**	H_1	H_2	L_1	L_2	H_e	L_e
5	-1.0	-0.5	-1.0	-0.9	-1.0	-0.5	-0.9	-1.0	-0.5	-1.0	-2.0	-1.5	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0
10	-1.0	-0.5	-1.0	-0.8	-1.0	-0.5	-0.8	-1.0	-0.4	-1.0	-2.0	-1.5	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0
15	-0.9	-0.5	-1.0	-0.7	-1.0	-0.5	-0.6	-1.0	-0.3	-1.0	-1.8	-0.9	-1.8	-1.4	-2.0	-2.0
20	-0.8	-0.5	-1.0	-0.6	-0.9	-0.5	-0.5	-1.0	-0.2	-1.0	-1.8	-0.8	-1.8	-1.4	-2.0	-2.0
25	-0.7	-0.5	-1.0	-0.6	-0.8	-0.5	-0.3	-0.9	-0.1	-0.9	-1.8	-0.7	-0.9	-0.9	-2.0	-2.0
30	-0.5	-0.5	-1.0	-0.6	-0.8	-0.5	-0.1	-0.6	0	-0.6	-1.8	-0.5	-0.5	-0.5	-2.0	-2.0

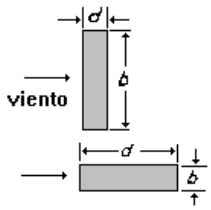
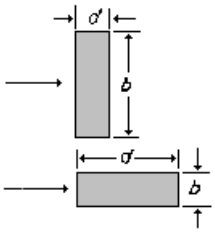
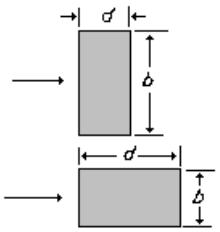
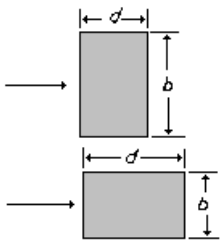
Notas:

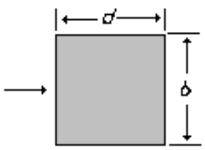
h es la altura hasta el alero del lado más bajo; ℓ es la mayor dimensión horizontal del edificio y **w** es la menor dimensión horizontal del mismo.

* Se aplica a una longitud **w/2** medida desde el extremo a barlovento

** Se aplica al resto

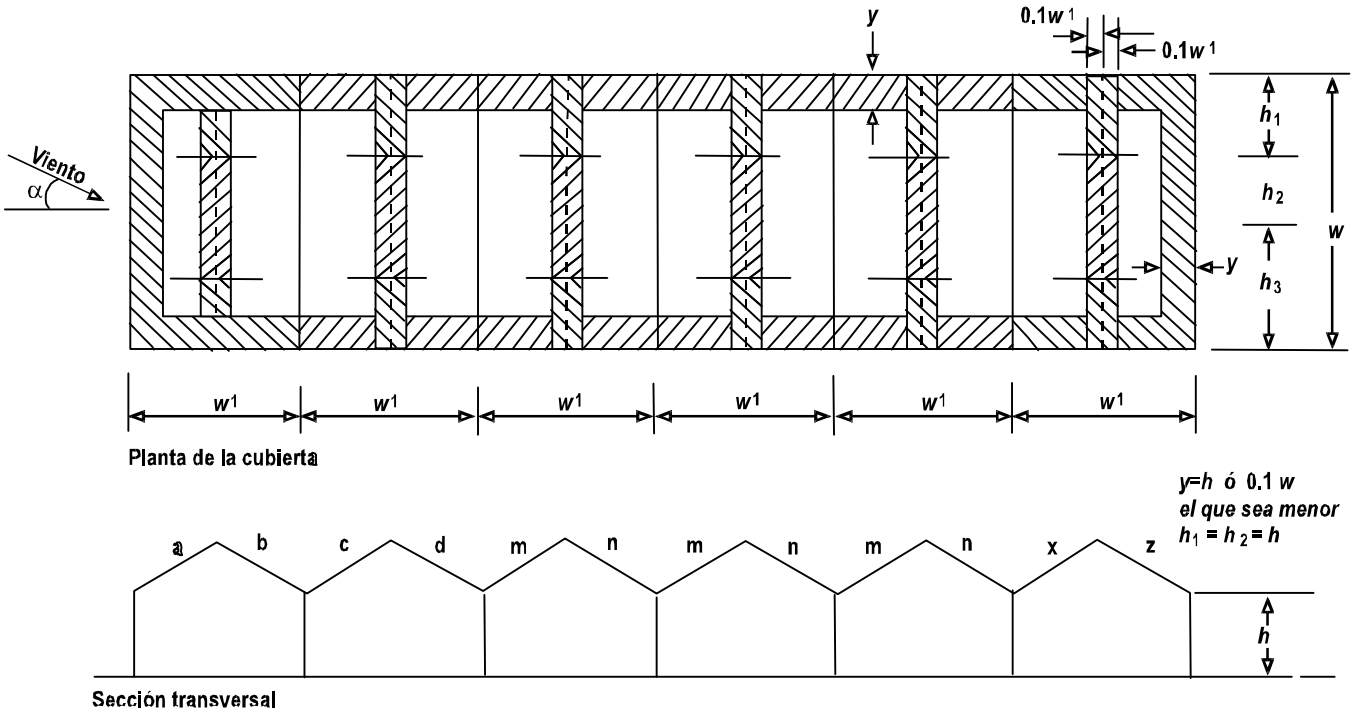
Tabla B.6.7-4
Coeficientes de fuerza C_f para edificios rectangulares revestidos, con techos planos
(actuando en la dirección del viento)

Configuración en planta	ℓ/w	b/d	C_f para una relación altura/frente				
			hasta ½	**1**	**2**	**4**	**6**
	≥ 4	≥ 4 ≤ ¼	1.2 0.7	1.3 0.7	1.4 0.75	1.5 0.75	1.6 0.75
	3	3 1/3	1.1 0.7	1.2 0.75	1.25 0.75	1.35 0.75	1.4 0.8
	2	2 ½	1.0 0.75	1.05 0.75	1.1 0.8	1.15 0.85	1.2 0.9
	1½	1½ 2/3	0.95 0.8	1.0 0.85	1.05 0.9	1.1 0.95	1.15 1.0

Configuración en planta	ℓ/w	b/d	C_f para una relación altura/frente						
			hasta ½	**1**	**2**	**4**	**6**	**10**	**20**
	1	1	0.9	0.95	1.0	1.05	1.1	1.2	1.4

Nota: **b** es la dimensión del edificio en dirección normal al viento; **d** es la dimensión del edificio en dirección del viento, ℓ es la mayor dimensión horizontal del edificio y **w** es la menor dimensión del edificio.

Tabla B.6.7-5
Coeficientes de presión C_{pe} para techos a dos aguas de edificios de varias luces iguales, con $h \leq w$



Angulo del techo	Angulo viento α	Primera luz		Primera luz interior		Otras luces interiores		Ultima luz		Coeficiente local	
		a	b	c	d	m	n	x	z		
5	0	-0.9	-0.6	-0.4	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3		
10		-1.1	-0.6	-0.4	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4		
20		-0.7	-0.6	-0.4	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.5	-2.0	-1.5
30		-0.2	-0.6	-0.4	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2	-0.5		
45		+0.3	-0.6	-0.6	-0.4	-0.2	-0.4	-0.2	-0.5		

Angulo del techo	Angulo del viento	Distancia		
		h_1	h_2	h_3
hasta 45°	90°	-0.8	-0.6	-0.2

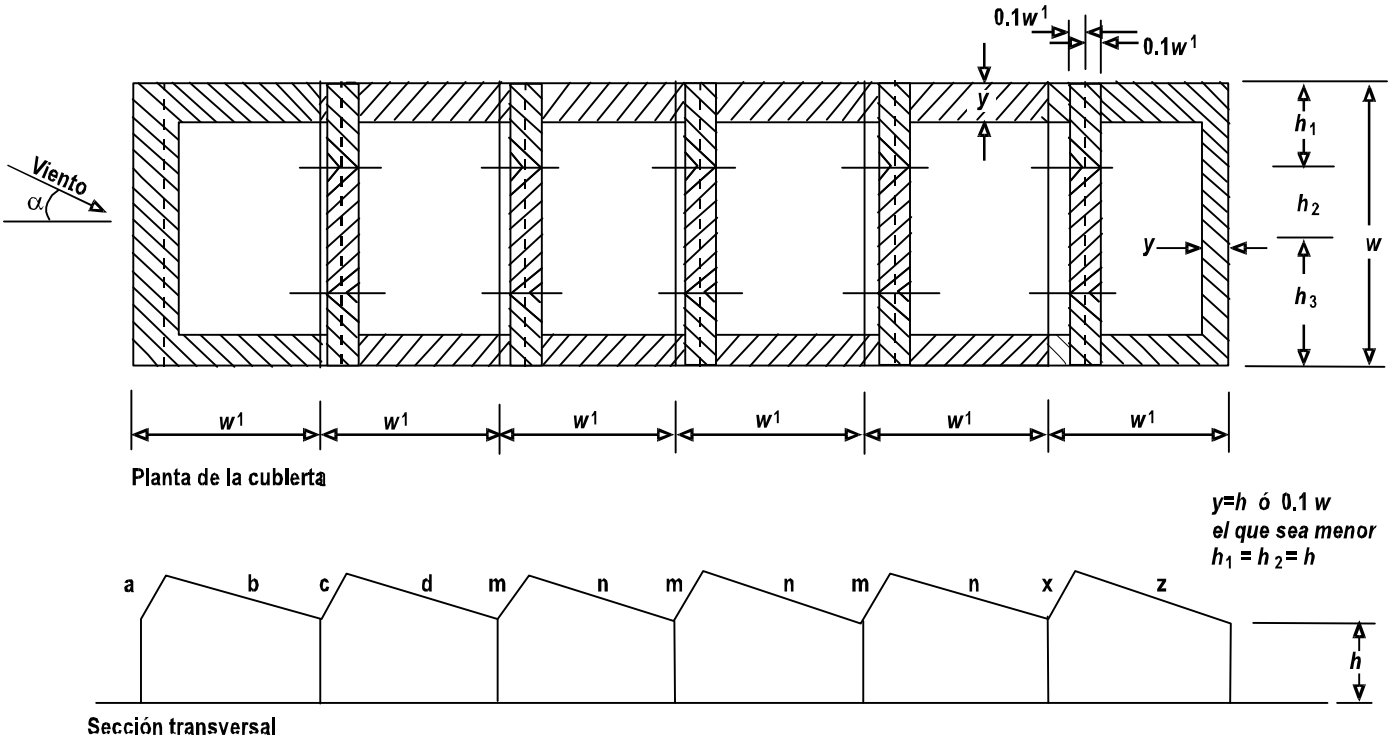
Arrastre por fricción

Cuando el ángulo del viento es α = 0°, los valores anteriores tienen en cuenta las fuerzas horizontales de arrastre por fricción.

Cuando el ángulo de viento es 90° se debe tener en cuenta el arrastre por fricción según se indica en B.6.7.4.

Tabla B.6.7-6

Coeficientes de presión C_{pe} para cubiertas en diente de sierra, de edificios de varias luces iguales con h≤w´



Angulo viento α (grados)	Primera luz		Primera luz interior		Otras luces interiores		Ultima luz		Coeficiente local	
	a	b	c	d	m	n	x	z		
0	+0.6	-0.7	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	-0.3	-2.0	-1.5
180	-0.5	-0.3	-0.3	-0.3	-0.4	-0.6	-0.6	-0.1		

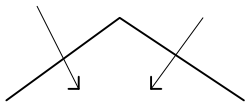
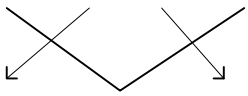
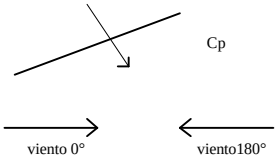
Angulo del viento	Distancia		
	h_1	h_2	h_3
90°	-0.8	-0.6	-0.2
270°	iguales pero invertidas		

Arrastre por fricción

Cuando el ángulo del viento es α = 0°, los valores anteriores tienen en cuenta las fuerzas horizontales de arrastre por fricción.

Cuando el ángulo de viento es 90° se debe tener en cuenta el arrastre por fricción según se indica en B.6.7.4.

Tabla B.6.7-7
Coeficientes de presión C_p para cubiertas inclinadas aisladas (edificios sin revestir), con $½ \leq h/w' < 1$

Corte transversal	Angulo de cubierta Grados	Vertiente a Barlovento	Vertiente a Sotavento
 Cp	5	-0.8 ó +1.2	-1.0
	10	-0.6 ó +1.4	-1.0
	15	-0.4 ó +1.6	-1.0
	20	-0.2 ó +1.8	-0.7
	25	0 ó +2.0	-0.2
	30	0 ó +2.0	0
 Cp	5	-1.2 ó +0.8	+1.0
	10	-1.4 ó +0.6	+1.0
	15	-1.6 ó +0.4	+1.0
	20	-1.8 ó +0.2	+0.7
	25	-2.0 ó 0	+0.2
	30	-2.0 ó 0	0
 Cp viento 0° viento180°		**Viento 0°**	**Viento 180°**
	0	-1.0 ó +1.0	-1.0 ó +1.0
	5	-1.0 ó +1.05	-1.05 ó +1.0
	10	+1.1	-1.1
	15	+1.15	-1.15
	20	+1.2	-1.2
	25	+1.25	-1.25
	30	+1.3	-1.3

Los coeficientes tienen en cuenta el efecto combinado del viento sobre ambas superficies, superior e inferior, de la cubierta. Cuando se dan dos valores, la cubierta debe diseñarse para que resista ambas condiciones de carga. Además de las fuerzas de succión habrá cargas horizontales aplicadas a la cubierta por la presión que ejerce el viento sobre cualquier franja de cerramiento, y por la fricción del viento sobre la superficie del techo.

Para cualquier dirección del viento sólo tiene que considerarse una de ellas, la que resulte más onerosa. Las cargas sobre franjas de cerramiento se calcularán sobre el área de la superficie que enfrenta el viento, usando un coeficiente de fuerza igual a 1.3

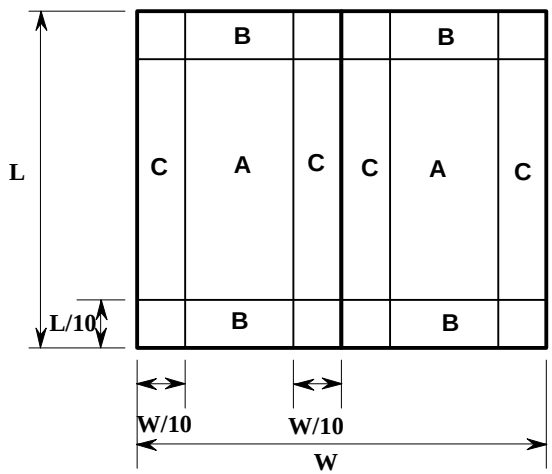
El arrastre por fricción se calculará con los coeficientes dados en B.6.7.4. Para los paneles individuales de revestimiento se tomará $\mathbf{C_p}$ igual a $\pm$ **2.0**

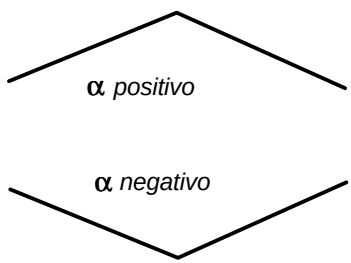
En cubiertas de una sola vertiente se considera que el baricentro se encuentra a 0.25 de la luz, medida desde el borde a barlovento. En cubiertas de doble vertiente se considera que el centro de presión se halla en el punto medio de cada vertiente.

Alternativamente a la Tabla B.6.7-7, pueden emplearse los coeficientes de la tabla B.6.7-7a

Tabla B.6.7-7a
Coeficientes de presión C_p para cubiertas inclinadas aisladas (edificios sin revestir)

α	Global	A	B	C	D
-20°	+0.7 ó –1.5	+0.8 ó –1.5	+1.6 ó –2.4	+0.6 ó –2.4	+1.7 ó –1.2
-15°	+0.5 ó –1.5	+0.6 ó –1.5	+1.5 ó –2.7	+0.7 ó –2.6	+1.4 ó –1.2
-10°	+0.4 ó –1.4	+0.6 ó –1.4	+1.4 ó –2.5	+0.8 ó –2.5	+1.1 ó –1.2
-5°	+0.3 ó –1.4	+0.5 ó –1.4	+1.5 ó –2.3	+0.8 ó –2.4	+0.8 ó –1.2
+5°	+0.3 ó –1.2	+0.6 ó –1.2	+1.8 ó –2.0	+1.3 ó –1.8	+0.4 ó –1.5
+10°	+0.4 ó –1.2	+0.7 ó –1.2	+1.8 ó –1.8	+1.4 ó –1.6	+0.4 ó –1.6
+15°	+0.4 ó –1.2	+0.9 ó –1.2	+1.9 ó –1.6	+1.4 ó –1.3	+0.4 ó –1.7
+20°	+0.6 ó –1.2	+1.1 ó –1.2	+1.9 ó –1.5	+1.5 ó –1.2	+0.4 ó –1.7
+25°	+0.7 ó –1.2	+1.2 ó –1.2	+1.9 ó –1.4	+1.6 ó –1.1	+0.5 ó –1.6
+30°	+0.9 ó –1.2	+1.3 ó –1.2	+1.9 ó –1.3	+1.6 ó –1.1	+0.7 ó –1.6





Notas:
1 – Los coeficientes locales se aplican a las áreas localizadas de la cubierta, para el diseño de los elemento de revestimiento y sus elementos portantes.
2 – Los coeficientes globales se emplean para el diseño de los elementos que resisten la cubierta, la resultante se supone aplicada en el centro de la vertiente.
3 – Los coeficientes aplican para el caso de edificios sin revestir, pero según el grado de obstrucciones que haya dentro del edificio, el valor de C_p puede pasar de positivo a negativo, por lo cual deben contemplarse las situaciones correspondientes a el caso de máximo y mínimo, y a su vez, estas combinaciones en una vertiente y cero en la otra.

Tabla B.6.7-8
Coeficientes de fuerza C_f de edificios revestidos sección uniforme, ejercida en la dirección del viento

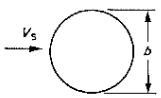
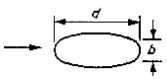
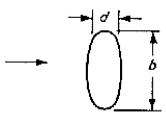
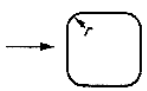
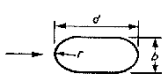
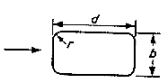
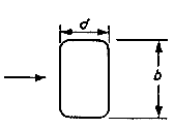
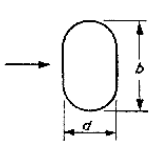
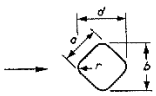
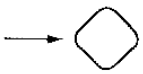
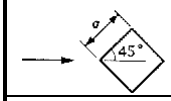
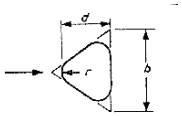
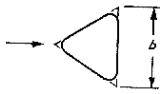
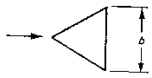
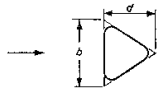
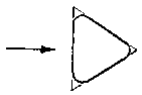
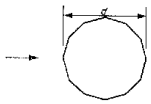
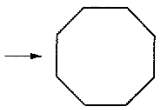
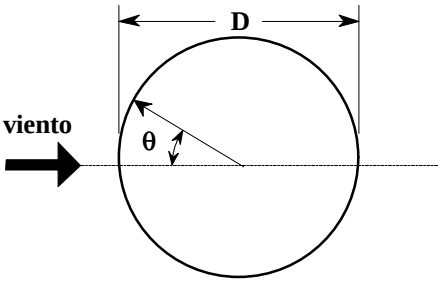
Configuración en planta		V_s b m²/s	C_f para una relación altura/frente hasta ½	1	2	5	10	20	∞
	Todas las superficies	<6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
	Aspera o con proyecciones	≥6							
	lisa	≥6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0..6
	elipse	<10	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7
	b/d = 1/2	≥10	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	elipse	<8	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.7
	b/d = 2	≥8	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.5
	**b/d = 1**	<4	0.6	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	1.0
	r/b = 1/3	≥4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5
	b/d = 1	<10	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.3
	r/b = 1/6	≥10	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6
	**b/d = ½**	<3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4
	r/b = 1/2	≥3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
	**b/d = ½**	todos los valores	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7
	r/b = 1/6								
	**b/d = 2**	todos los valores	0.9	0.9	1.0	1.1	2	1.5	1.9
	r/b = 1/12								
	**b/d = 2**	<6	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2	1.6
	r/b = 1/4	≥6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6

Tabla B.6.7-8 (continuación)
Coeficientes de fuerza C_f de edificios revestidos sección uniforme, ejercida en la dirección del viento

Configuración en planta		V_s b m²/s	C_f para una relación altura/frente						
			hasta ½	1	2	5	10	20	∞
	**r/a = 1/3**	<10	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.5
		≥10	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
	**r/a = 1/12**	todos los valores	0.9	0.9	0.9	1.1	1.2	1.3	1.6
	**r/a = 1/48**	todos los valores	0.9	0.9	0.9	1.1	1.2	1.3	1.6
	**r/b = 1/4**	<11	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
		≥11	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5
	**r/b = 1/12**	todos los valores	0.8	0.8	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4
	**r/b = 1/48**	todos los valores	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
	**r/b = 1/4**	< 8	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
		≥ 8	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5
	**1/48<r/b<1/12**	todos los valores	1.2	1.2	1.2	1.4	1.6	1.7	2.1
	Polígono de 12 lados	< 12	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
		≥ 12	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9	1.1
	Octágono	todos los valores	1.0	1.0	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4

Las estructuras que por su tamaño y la velocidad del viento de diseño están en régimen de flujo supercrítico pueden necesitar cálculos adicionales para garantizar que las cargas máximas no se presentan a velocidades del viento por debajo de la máxima cuando el flujo va a ser subcrítico. Los coeficientes son aplicables a edificios sin proyecciones, a menos que se indique lo contrario. En esta tabla se utiliza el producto V_s **b**, como indicación del régimen de flujo de aire.

Tabla B.6.7-9
Distribución de presión alrededor de estructuras cilíndricas



Posición en la periferia θ	Coeficiente de presión C_{pe}			
	Superficie áspera o con proyecciones		Superficie lisa	
grados	**h/D = 10**	**h/D ≤ 2.5**	**h/D=10**	**h/D ≤ 2.5**
0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0
10	+0.9	+0.9	+0.9	+0.9
20	+0.7	+0.7	+0.7	+0.7
30	+0.4	+0.4	+0.35	+0.35
40	0	0	0	0
50	-0.5	-0.4	-0.7	-0.5
60	-0.95	-0.8	-1.2	-1.05
70	-1.25	-1.1	-1.4	-1.25
80	-1.2	-1.05	-1.45	-1.3
90	-1.0	-0.85	-1.4	-1.2
100	-0.8	-0.65	-1.1	-0.85
120	-0.5	-0.35	-0.6	-0.4
140	-0.4	-0.3	-0.35	-0.25
160	-0.4	-0.3	-0.35	-0.25
180	-0.4	-0.3	-0.35	-0.25

Para calcular las fuerzas de viento que tratan de deformar una estructura cilíndrica se pueden usar los valores C_{pe} dados en la tabla B.6.7-9. Dichos valores sólo se aplican en régimen supercrítico y por tanto esta limitado su uso a casos en que **D>0.3** m. Pueden emplearse para vientos que soplan normales al eje de los cilindros con un eje normal al terreno, (silos y chimeneas) y para cilindros que tengan su eje paralelo al terreno (ej. tanques horizontales), siempre y cuando el espacio libre entre el tanque y el terreno no sea inferior a **D**.

h, es la altura del cilindro si éste está en posición vertical, o su longitud si está colocado horizontalmente. Cuando el aire fluye libremente por ambos extremos, **h** se toma igual a la mitad de la longitud al calcular **h/D**. Se pueden interpolar, si se necesitan, valores intermedios de **h/D** comprendidos entre 2.5 y 10.

Al calcular la carga que actúa sobre la periferia del cilindro, es necesario tener en cuenta el valor de C_{pi}.

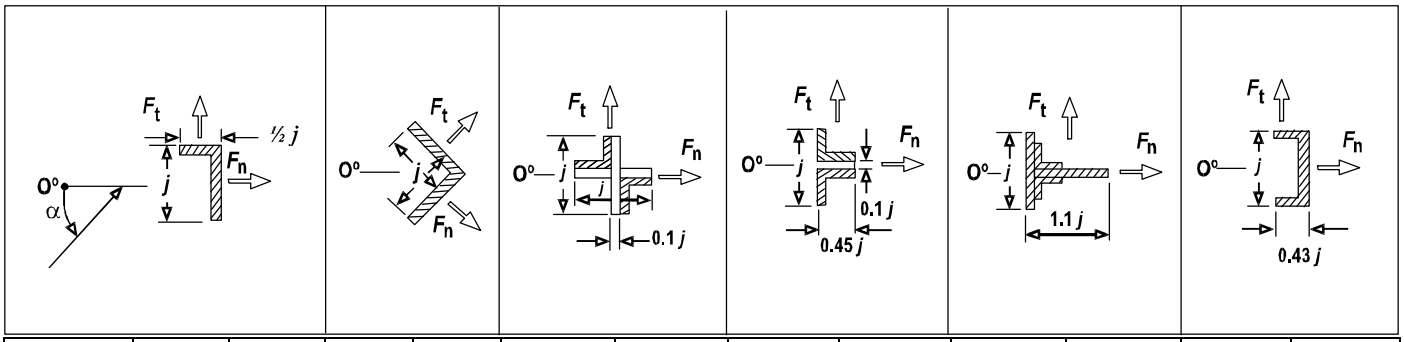
En cilindros con extremos abiertos y relación **h/D≥0.3**, se pueden tomar $C_{pi} = -0.8$.

En cilindros con extremos abiertos y relación **h/D<0.3**, se puede tomar $C_{pi} = -0.5$.

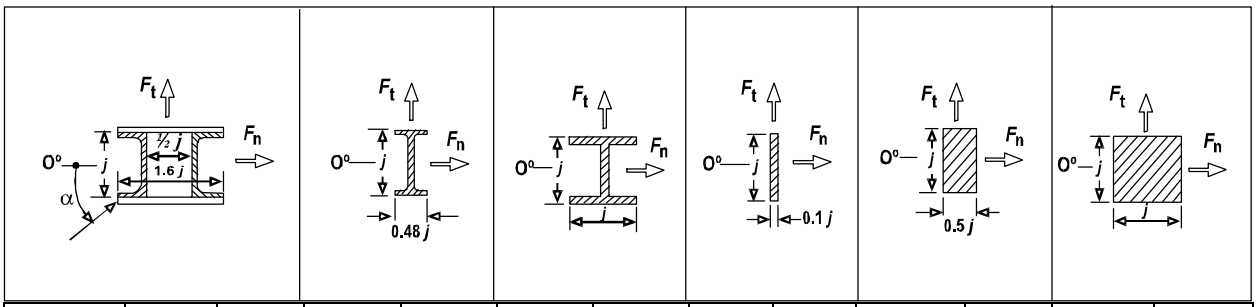
Tabla B.6.8-1
Valores del coeficiente de reducción K para miembros de longitud y esbeltez finitas

H/B o H/D	2	5	10	20	40	50	100	α
Cilindro circular, flujo subcrítico	0.58	0.62	0.68	0.74	0.82	0.87	0.98	1.0
Cilindro circular, flujo supercrítico	0.80	0.80	0.82	0.90	0.98	0.99	1.0	1.0
Elemento plano perpendicular al viento	0.62	0.66	0.69	0.81	0.87	0.90	0.95	1.0

Tabla B.6.8-2
Coeficientes de fuerza C_{fn} y C_{ft} para miembros estructurales individuales, con lados planos, de longitud infinita



α grados	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}
0	+1.9	+0.95	+1.8	+1.8	+1.75	+0.1	+1.6	0	+2.0	0	+2.05	0
45	+1.8	+0.8	+2.1	+1.8	+0.85	+0.85	+1.5	-0.1	+1.2	+0.9	+1.85	+0.6
90	+2.0	+1.7	-1.9	-1.0	+0.1	+1.75	-0.95	+0.7	-1.6	+2.15	0	+0.6
135	-1.8	-0.1	-2.0	+0.3	-0.75	+0.75	-0.5	+1.05	-1.1	+2.4	-1.6	+0.4
180	-2.0	+0.1	-1.4	-1.4	-1.75	-0.1	-1.5	0	-1.7	+2.1	-1.8	0



α grados	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}	C_{fn}	C_{ft}
0	+1.4	0	+2.05	0	+1.6	0	+2.0	0	+2.1	0	+2.0	0
45	+1.2	+1.6	+1.95	+0.6	+1.5	+1.5	+1.8	+0.1	+1.4	+0.7	+1.55	+1.55
90	0	+2.2	+0.5	+0.9	0	+1.9	0	+0.1	0	+0.75	0	+2.0

Nota:
En esta tabla se da el coeficiente de fuerza C_f en relación con la dimensión **j** y no como en otros casos, en relación con el área frontal efectiva A_e.

Tabla B.6.8-3
Coeficientes de fuerza C_f para miembros estructurales individuales, de sección circular y longitud infinita

Régimen de flujo		Coeficiente de fuerza C_f
flujo subcrítico	$DV_s < 6$ m²/s $R_e < 4.1 \times 10^5$	1.2
flujo supercrítico	$6 \leq D\,V_s < 12$ m²/s $4.1 \times 10^5 \leq R_e < 8.2 \times 10^5$	0.6
	$12 \leq D\,V_s < 33$ m²/s $8.2 \times 10^5 \leq R_e < 22.6 \times 10^5$	0.7
	$DV_s \geq 33$ m²/s $R_e \geq 22.6 \times 10^5$	0.8

R_e es el número de Reynolds, $R_e = D\,V_s/\,\nu$, siendo D el diámetro del elemento, V_s la velocidad del viento de diseño, y ν la viscosidad cinemática del aire, la cual es 1.46×10^{-5} m²/s a 15°C y presión atmosférica estándar.

Tabla B.6.8-4
Coeficientes de fuerza C_f para alambres y cables ($\ell/D > 100$)

Régimen de flujo	Alambres de superficie lisa	alambre galvanizado o pintado	cables de trenzado fino	cables de trenzado grueso
$DV_s < 0.6$ m²/s	_	_	1.2	1.3
$DV_s \geq 0.6$ m²/s	_	_	0.9	1.1
$DV_s < 0.6$ m²/s	1.2	1.2	_	_
$DV_s \geq 0.6$ m²/s	0.5	0.7	_	_

Tabla B.6.8-5
Coeficientes de fuerza efectiva C_f para pórticos simples

		Secciones circulares	
Relación de solidez ϕ	Miembros de lados planos	Flujo subcrítico $DV_s < 6$ m²/s	Flujo supercrítico $DV_s \geq 6$ m²/s
0.1	1.9	1.2	0.7
0.2	1.8	1.2	0.8
0.3	1.7	1.2	0.8
0.4	1.7	1.1	0.8
0.5	1.6	1.1	0.8
0.75	1.6	1.5	1.4
1.0	2.0	2.0	2.0

Tabla B.6.8-6
Coeficientes de resguardo η

Relación de espaciamiento	valor de η para una relación de solidez aerodinámica de							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	≥ 0.8
hasta 1.0	1.0	0.96	0.90	0.80	0.68	0.54	0.44	0.37
2.0	1.0	0.97	0.91	0.82	0.71	0.58	0.49	0.43
3.0	1.0	0.97	0.92	0.84	0.74	0.63	0.54	0.48
4.0	1.0	0.98	0.93	0.86	0.77	0.67	0.59	0.54
5.0	1.0	0.98	0.94	0.88	0.80	0.71	0.64	0.60
6.0 y más	1.0	0.99	0.95	0.90	0.83	0.75	0.69	0.66

Tabla B.6.8-7
Coeficiente global de fuerza C_f para torres compuestas de elementos de lados planos

Relación de solidez ϕ	Torres cuadradas	Torres triangulares equiláteras
0.1	3.8	3.1
0.2	3.3	2.7
0.3	2.8	2.3
0.4	2.3	1.9
0.5	2.1	1.5

Tabla B.6.8-8
Coeficiente global de fuerza C_f para torres de sección cuadrada armadas con elementos de sección circular

Relación de solidez ϕ	Flujo subcrítico $DV_s<6$ m²/s			Flujo supercrítico $DV_s\geq 6$ m²/s		
	Torre cuadrada		Triangular equilátera (1)	Torre cuadrada		Triangular equilátera (1)
	en una cara	en diagonal		en una cara	en diagonal	
0.05	2.4	2.5	1.8	1.1	1.2	0.8
0.1	2.2	2.3	1.7	1.2	1.3	0.8
0.2	1.9	2.1	1.6	1.3	1.6	1.1
0.3	1.7	1.9	1.5	1.4	1.6	1.1
0.4	1.6	1.9	1.5	1.4	1.6	1.1
0.5	1.4	1.9	1.4	1.4	1.6	1.2

(1) viento en cualquier dirección

Tabla B.6.8-9
Coeficiente global de fuerza C_f para torres de sección triangular equilátera, armada con perfiles de sección circular

Relación	**Flujo subcrítico** $DV_s<6$ m²/s	**Flujo supercrítico** $DV_s\geq 6$ m²/s
	Todas las direcciones del viento	Todas las direcciones del viento
0.05	1.8	0.8
0.10	1.7	0.8
0.20	1.6	1.1
0.20	1.5	1.1
0.40	1.5	1.1
0.50	1.4	1.2

TITULO C
CONCRETO ESTRUCTURAL

CAPITULO C.1
REQUISITOS GENERALES

C.1.1 - ALCANCE

C.1.1.1 - CONCRETO ESTRUCTURAL - En el presente Título se dan los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras de concreto estructural y sus elementos.

C.1.1.2 - ESTRUCTURAS ESPECIALES - Para estructuras especiales tales como puentes, arcos, silos y chimeneas, los requisitos del Título C de este Reglamento pueden utilizarse cuando sean aplicables, pero su utilización no exime al ingeniero diseñador del cumplimiento de requisitos más restrictivos, propios del diseño de estas estructuras, los cuales están fuera del alcance de este Reglamento.

C.1.1.2.1 - ***Tanques*** - Los tanques y compartimentos estancos deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.20 - Tanques y compartimentos estancos de concreto estructural.

C.1.1.3 - PILOTES CAISSONS Y LOSAS SOBRE EL TERRENO - En el Capítulo C.15 se dan requisitos para el diseño de las porciones colocadas en el terreno de pilotes y caissons de concreto, y el diseño de losas soportadas sobre el terreno.

C.1.1.4 - **CONCRETO SIMPLE** - El diseño y construcción de concreto sin refuerzo y concreto con refuerzo menor que el mínimo indicado por los Capítulos C.1 a C.21 de este Reglamento debe hacerse de acuerdo con los requisitos y limitaciones establecidas en el Capítulo C.22 - Concreto simple.

C.1.1.5 - REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE - La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico durante la respuesta ante un sismo de las estructuras de concreto estructural diseñadas de acuerdo con los requisitos del Título C de este Reglamento, está definida de la siguiente manera:

C.1.1.5.1 - ***Capacidad de disipación de energía mínima (DMI)*** - Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.20 de este Reglamento, además de los requisitos aplicables para este tipo de estructuras presentados en el Capítulo C.21.

C.1.1.5.2 - ***Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)*** - Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.20 y además cumplen los requisitos especiales que para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada prescribe el Capítulo C.21 de este Reglamento.

C.1.1.5.3 - ***Capacidad de disipación de energía especial (DES)*** - Cuando los elementos de concreto estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos C.1 a C.20 y además cumplen los requisitos adicionales que para estructuras con capacidad de disipación de energía especial prescribe el Capítulo C.21 de este Reglamento.

C.1.1.6 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA - Los requisitos para concreto estructural que se dan en el presente Título de este Reglamento deben aplicarse en cada una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en el Capítulo A.2 del Título A así:

C.1.1.6.1 - ***Zonas de amenaza sísmica baja*** - Las estructuras de concreto estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, tal como se definen en A.2.3.1, deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*) tal como las define C.1.1.5.1, aunque se

permite el uso de estructuras de concreto con capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*).

C.1.1.6.2 - ***Zonas de amenaza sísmica intermedia*** - Las estructuras de concreto estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, tal como se definen en A.2.3.2 deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) tal como las define C.1.1.5.2, aunque se permite el uso de estructuras con capacidad de disipación de energía especial (*DES*).

C.1.1.6.3 - ***Zonas de amenaza sísmica alta*** - Las estructuras de concreto estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, tal como se definen en A.2.3.3 deben cumplir los requisitos del Título A de este Reglamento con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y sólo pueden ser estructuras con capacidad de disipación de energía especial (*DES*) tal como las define C.1.1.5.3.

C.1.1.7 - ANCLAJE AL CONCRETO - En el Capítulo C.23 se presentan los requisitos para el empleo de anclajes al concreto por medio de tornillos y pernos con cabeza de anclaje.

C.1.1.8 - En el Apéndice C-A se presentan requisitos alternos para el diseño de elementos a flexión por el método de los esfuerzos de trabajo, como los define el Título B.

C.1.1.9 - En el Apéndice C-B se presentan requisitos alternos para la determinación de los límites de las cuantías, la definición de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, y la redistribución inelástica de momentos.

C.1.1.10 - En el Apéndice C-C se presentan requisitos alternos para el diseño de estructuras mixtas de concreto y acero estructural.

C.1.2 - MEMORIAS Y PLANOS

C.1.2.1 - El contenido mínimo de los planos, memorias, estudios y especificaciones debe ajustarse a lo establecido en las Resoluciones emanadas de la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes” de acuerdo con lo que prescriben el Parágrafo 1 del Artículo 6 y el Artículo 42 de la Ley 400 de 1997.

C.1.3 - SUPERVISION TECNICA

C.1.3.1 - La supervisión técnica de la construcción de estructuras de concreto estructural es obligatoria en aquellos casos que lo dispone el Título V, Artículos 18 a 22 de la Ley 400 de 1997; debe llevarse a cabo de acuerdo con lo establecido en el Título I del presente Reglamento y ajustándose a lo indicado en las Resoluciones emanadas de la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes” de acuerdo con lo que prescribe el Artículo 42 de la Ley 400 de 1997.

C.1.3.2 - El propietario será el responsable de que lleve a cabo la Supervisión Técnica, de acuerdo con las exigencia del Título I del presente Reglamento.

C.1.3.3 - Cuando la temperatura ambiente sea inferior a 5ºC o mayor de 35ºC debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección que se le de durante la colocación y el curado.

C.1.4 - UTILIZACION DE SISTEMAS ALTERNOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

C.1.4.1 - Pueden emplearse en el concreto estructural sistemas alternos de diseño y construcción cuando se cumplan los requisitos establecidos en el Capítulo 2 del Título II de la Ley 400 de 1997.

C.1.5 - OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TECNICAS CITADAS EN EL TITULO C

C.1.5.1 - Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Título del Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia. (Véase las sección A.1.5 y C.3.8).

C.1.5.2 - En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials - ASTM) o de otras instituciones, las

cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

C.1.5.3 - Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

C.1.6 – SISTEMA DE UNIDADES

C.1.6.1 – El presente Título del Reglamento está presentado en el sistema internacional de medidas (SI). Para efectos de recomendaciones respecto a las unidades preferenciales a emplear en el análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado, debe consultarse la Sección C.8.12 y el Capítulo A.13.

■

CAPITULO C.2
DEFINICIONES

C.2.1 - DEFINICIONES

Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en el presente Título de este Reglamento (se ha colocado entre paréntesis y comillas el término correspondiente en inglés, tal como se emplea en el documento ACI 318-95, con el fin de facilitar la interpretación de algunas definiciones):

Aditivo ("admixture") - Material diferente al cemento, a los agregados o al agua que se añade al concreto, antes o durante la mezcla, para modificar una o varias de sus propiedades; sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.

Agregado ("aggregate") - Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como arena, grava, triturado, etc., que al mezclarse con el material cementante y el agua produce el concreto.

Alambre ("wire") - Elemento de acero que cumple las normas NTC 1907 (ASTM A496) y NTC 4002(ASTM A82) utilizado como refuerzo, cuyo diámetro es menor del Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Puede ser liso o corrugado. Su utilización está limitada:

- **(a)** como componente de las mallas electrosoldadas,
- **(b)** individualmente como refuerzo de retracción y temperatura de elementos cuyo espesor impide el uso de barras normales de refuerzo,
- **(c)** individualmente como refuerzo de flexión en elementos que no formen parte del sistema de resistencia sísmica y cuyo espesor impide el uso de barras normales de refuerzo.

Alambre de preesfuerzo ("prestressing wire") - Elemento de acero que cumple la norma NTC 159 (ASTM A421) utilizado individualmente como acero de preesfuerzo.

Altura efectiva ("effective depth of section") (d) - En una sección, la distancia entre el extremo más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tracción en secciones sometidas a flexión.

Amarres ("tie elements") - Son elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales e impiden la separación entre componentes de la edificación tales como zapatas y muros. Elemento utilizado para dar continuidad alrededor de aberturas y huecos en un diafragma. (Véase el Capítulo C.21)

Anclaje ("anchorage") - En concreto postensado, un elemento utilizado para anclar el tendón al elemento de concreto. En concreto pretensado, un elemento utilizado para anclar el tendón mientras el concreto endurece.

Asentamiento ("settlement") - Hundimiento o descenso del nivel de una estructura debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.

Asentamiento ("slump") (ensayo de) - Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de concreto.

Barra corrugada ("deformed bar") - Barra con un núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, que cumple con las normas NTC 2289 (ASTM A706) y NTC 248 (ASTM A615).

Barra lisa ("plain reinforcement") - Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma NTC 161 (ASTM A615).

Base de la estructura ("base of structure") - Nivel al cual se supone que los movimientos sísmicos son transferidos al edificio. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno. (Véase el Capítulo C.21).

Capacidad de disipación de energía ("energy dissipation capacity" o "toughness") - Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de

disipación de energía **R**. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

Cargas y fuerzas mayoradas (“factored loads and forces”) - Cargas que han sido afectadas por un coeficiente de carga de acuerdo con las ecuaciones de combinación y mayoración dadas en el Título B. Véase B.2.1.

Carga muerta (“dead load”) - La constituida por el peso propio de la estructura más los materiales de construcción y demás elementos que vayan a actuar en forma no interrumpida durante la vida útil de la construcción. Véase el Capítulo B.3.

Carga de servicio (“service load”) - La carga muerta mas la carga viva sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

Carga viva (“live load”) - Véase el Capítulo B.4.

Cemento (“cement”) - Véase material cementante.

Cercha o armadura estructural (“structural trusses”) - Ensamblaje de elementos de concreto estructural que trabajan primordialmente bajo cargas axiales. (Véase el Capítulo C.21).

Cimbra (“shores”) - Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el concreto de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el concreto adquiere la resistencia adecuada.

Cimentación (“foundation”) - Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

Coeficiente de carga (“load factor”) - Véase B.2.1.

Coeficiente de reducción de resistencia (“strength reduction factor”) (ϕ) - Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño. Véase de B.2.1.

Columna (“column”) - Elemento estructural cuya solicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flectores, torsión o esfuerzos cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o más. Para efectos de las dimensiones mínimas permitidas para su sección y las relaciones límites entre ellas, véanse C.10.8 y el Capítulo C.21.

Combinaciones de las cargas de diseño (“design load combinations”) - Combinaciones de las fuerzas y cargas mayoradas especificadas en B.2.4.

Concreto (“concrete”) - Mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

Concreto ciclópeo (“cyclopean concrete”) - Mezcla de concreto simple y agregado grueso seleccionado con tamaños entre 150 y 300 mm, utilizada para la construcción de elementos estructurales que trabajan predominantemente a compresión y que se diseñan de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.22.

Concreto de peso normal (“normal weight concrete”) - Se entiende por concreto de peso normal aquel en el cual se han utilizado agregados inertes cuya masa específica es mayor que 1840 kg/m³.

Concreto del recubrimiento (“shell concrete”) - Es el concreto localizado por fuera del refuerzo transversal de confinamiento.

Concreto estructural (“structural concrete”) - El concreto estructural cubre el concreto simple y el concreto reforzado utilizado para propósitos estructurales.

Concreto ligero (“lightweight aggregate concrete”) - Concreto que contiene agregado ligero, cuya masa específica no excede 1840 kg/m³, y por lo tanto el concreto producido con ellos tiene una masa específica inferior al del concreto de masa normal. Este tipo de concreto no puede utilizarse sin una aprobación especial de la “Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes”, debido a sus propiedades de baja resistencia a los esfuerzos cortantes.

Concreto preesforzado ("prestressed concrete") - Concreto que previamente a su utilización se somete a tratamientos mecánicos destinados a crear esfuerzos de compresión en las zonas que posteriormente reciben esfuerzos de tracción debidos a la aplicación de las cargas. Según el procedimiento de aplicación de los esfuerzos en el acero de tensionamiento con respecto al vaciado del concreto se divide en concreto pretensado y concreto postensado.

Concreto reforzado ("reinforced concrete") - Material constituido por concreto que tiene un refuerzo consistente en barras de acero corrugado, estribos transversales o mallas electrosoldadas, colocadas principalmente en las zonas de tracción, en cuantías superiores a las mínimas especificadas en los Capítulos C.1 a C.21, bajo la hipótesis de compatibilidad de deformaciones entre los dos materiales.

Concreto simple ("plain concrete") - El que no tiene acero de refuerzo, o lo tiene en cuantías menores a las mínimas especificadas en los Capítulos C.1 a C.21 de este Reglamento. Su diseño está regido por los requisitos del Capítulo C.22.

Concreto simple estructural ("plain structural concrete") - Concreto simple utilizado para propósitos estructurales. Véase el Capítulo C.22.

Curado ("curing") - Proceso por medio del cual el concreto endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

Deflexión ("deflection") - La ordenada de la línea elástica, o deformación transversal del elemento estructural.

Deformación unitaria de control por compresión ("compression control strain") - Es la deformación unitaria neta de tracción para condiciones balanceadas. (Véase el Apéndice C-B).

Deformación unitaria neta en tracción ("net tensile strain") - 0_t - Es la deformación unitaria en el acero de tracción al nivel de resistencia nominal, sin incluir los efectos de deformación unitaria causados por el preesfuerzo efectivo, la retracción de fraguado y las variaciones de temperatura. (Véase el Apéndice C-B).

Deriva ("story drift") - Diferencia entre los desplazamientos o deflexiones horizontales de dos pisos consecutivos. Véase el Capítulo A.6.

Diafragmas estructurales ("structural diaphragms") - Son conjuntos de elementos estructurales, tales como las losas de entrepiso o de cubierta, que transmiten las fuerzas inerciales a los elementos del sistema de resistencia sísmica. (Véase el Capítulo C.21).

Efectos sísmicos ("earthquake effects") - Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas por la acción de un temblor en una estructura cualquiera a los elementos estructurales.

Efectos térmicos ("thermal effects") - Los esfuerzos y las deformaciones ocasionados en los elementos de las estructuras por variaciones en la temperatura.

Elementos a flexión de concreto compuesto ("composite concrete flexural members") - Elementos de concreto, prefabricados o vaciados en el sitio, o ambos, construidos en etapas diferentes pero interconectados de tal manera que todas sus partes respondan a las cargas como una unidad. (Véase el Capítulo C.17).

Elementos colectores ("collector elements") - Elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema vertical de resistencia sísmica. (Véase el Capítulo C.21).

Elementos de amarre ("ties") - Véase Amarres.

Elementos de borde ("boundary elements") - Parte del borde de la sección muros estructurales y diafragmas que se refuerza con armadura longitudinal y transversal. Los elementos de borde no tienen que ser más anchos que el elemento. Los bordes de las aberturas de los muros estructurales y diafragmas deben tener elementos de borde si así lo requiere el Capítulo C.21.

Encofrados y formaletas ("formwork") - Moldes con la forma y las dimensiones de los elementos estructurales, en los cuales se coloca el refuerzo y se vierte el concreto fresco.

Esfuerzo ("stress") - Intensidad de fuerza por unidad de área.

Estado límite (“limit state”) - Véase B.2.1.

Estribo y fleje (stirrup, tie) - Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir esfuerzos cortantes, de torsión y para proveer confinamiento al elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electrosoldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él. En elementos que llevan cargas de compresión, como en las columnas, el estribo debe abrazar el refuerzo longitudinal para evitar que éste falle por pandeo y no puede ser fabricado con alambre o con malla electrosoldada. En este caso puede ser también una barra continua que se enrolla alrededor del refuerzo longitudinal formando círculos, rectángulos o cualquier otra forma poligonal sin tener esquinas hacia adentro de la sección. Cuando cumple ciertos límites de cuantía volumétrica se denomina refuerzo en espiral.

Estribo de confinamiento (“hoop”) - Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), o un estribo continuo enrollado alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden componerse de varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135º, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra pero no menor de 75 mm, que abrazan el refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento deben cumplir los mismos requisitos dados para estribos de columna en el ordinal (c) de C.7.10.3. Véase el Capítulo C.21.

Estribo suplementario (“crosstie”) - Es un elemento de refuerzo transversal fabricado con barra de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) o mayor, que tiene en sus extremos un gancho sísmico de 135º, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de 75 mm, y se permite que uno de sus extremos se utilice un gancho de 90º, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales de la periferia de la sección. Los extremos doblados de 90º de dos estribos suplementarios que abracen las mismas barras longitudinales deben alternarse de extremo. Los estribos suplementarios deben ser fabricados del mismo diámetro y resistencia a la fluencia de los estribos de confinamiento principales.

Fricción por curvatura (“curvature friction”) - En concreto preesforzado la fricción resultante de dobleces y curvas en el perfil especificado de los tendones de preesfuerzo.

Fricción por desviación (“wobble friction”) - En concreto preesforzado la fricción causada por desviaciones, u ondulaciones, no intencionales del ducto de los tendones del preesfuerzo de su perfil especificado

Fuerza en el gato (“jacking force”) - En concreto preesforzado, la fuerza temporal ejercida por el gato que induce la fuerza de tensionamiento en los tendones de preesfuerzo.

Fuerzas sísmicas especificadas (“specified lateral forces”) - Son las fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base que prescribe el Título A del Reglamento.

Gancho estándar (“standard hook”) - Doblez en el extremo de una barra de refuerzo que cumple los requisitos del Capítulo C.7.

Gancho sísmico (“seismic hook”) - Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y estribos suplementarios, consistente en un doblez de 135°, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.

Junta de construcción (“construction joint”) - Interrupción de la colocación del concreto, ya sea temporal, de construcción, o permanente.

Junta de contracción (“contraction joint”) - Junta de construcción, o junta parcial (una reducción del espesor del elemento) utilizada para reducir la aparición de esfuerzos internos causada por la restricción a los movimientos causados por retracción de fraguado, flujo plástico, o variaciones de la temperatura, en elementos de concreto simple.

Junta de expansión (“isolation joint”) - Separación entre porciones adyacentes de la estructura de concreto, localizada en un lugar establecido durante el diseño de la estructura, de tal manera que no interfiera con el comportamiento de la estructura y que al mismo tiempo permita movimientos en las direcciones apropiadas; y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura. En la junta se puede interrumpir parte o todo el refuerzo adherido que la atraviese.

Longitud de desarrollo con gancho estándar ("development length for a bar with a standard hook") - Es la distancia más corta entre la sección crítica donde la barra debe desarrollar su resistencia total, y una tangente a la cara exterior del gancho de 90º o de 180º.

Longitud de desarrollo ("development length") - Es la longitud del refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud embebida ("embedment length") - Es la menor longitud de refuerzo embebido dentro del concreto, medida perpendicularmente a la sección crítica.

Losa ("slab") - Elemento estructural horizontal, o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones.

Material cementante ("cementitious materials") - Material que se especifica en el Capítulo C.3, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del concreto, ya sea por si mismo, como es el caso del cemento hidráulico (portland), el cemento adicionado, y el cemento expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.

Memoria de cálculos ("calculations") - Justificación técnica de las dimensiones, refuerzos y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

Módulo de elasticidad ("modulus of elasticity") - Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.

Momento positivo ("positive moment") - El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.

Momento negativo ("negative moment") - El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.

Muro ("wall") - Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios.

Muro estructural ("structural walls") - Son muros que se dimensionan y diseñan para que resistan la combinación de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas verticales y horizontales. Un "muro de cortante" (shearwall) es un "muro estructural". Para la diferencia entre muro y columna para efectos del refuerzo transversal, debe consultarse C.14.3.6.

Nudo ("joint") - Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

Pedestal ("pedestal") - Elemento vertical sometido a compresión, acompañada o no de momentos flectores, esfuerzos de cortante o torsión y que tiene una longitud libre no mayor de tres veces su mínima dimensión transversal.

Pórtico ("moment resisting frame") - Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.

Postensado ("post-tensioning") - Método de preesforzado en el cual los tendones se tensionan después de que el concreto haya adquirido la resistencia requerida para la aplicación del las fuerzas de tensionamiento.

Preesfuerzo efectivo ("effective prestress") - Esfuerzo, proveniente del tensionamiento, que permanece en un tendón después de que han ocurrido las pérdidas, excluyendo los efectos de la carga muerta o la carga viva.

Prefabricado ("precast concrete") - Elemento de concreto, con o sin refuerzo, que se construye en un lugar diferente al de su posición final dentro de la estructura.

Preesforzado ("prestressed concrete") - Véase Concreto preesforzado.

Pretensado ("pretensioning") - Método de preesforzado en el cual los tendones se tensionan antes de vaciar el concreto.

Recimbrado ("reshoring") - Cimbra que se coloca bajo una losa u otro elemento de concreto, después de que la cimbra y formaleta original ha sido retirada de un área mayor, habiendo permitido que la losa o el elemento estructural se deflecte y soporte su peso propio, y las demás cargas de construcción. Se emplea para disminuir las deflexiones permanentes que se producen debido a que el concreto se somete a cargas a una edad relativamente temprana.

Refuerzo ("reinforcement") - Acero en una de las tres formas siguientes, colocado para absorber esfuerzos de tracción, de compresión, de corte o de torsión en conjunto con el concreto:

- **(a)** Grupo de barras de acero corrugado que cumple las normas NTC 2289 (ASTM A706) ó NTC 248 (ASTM A615). O barras lisas que cumple la norma NTC 161(ASTM A615), de forma recta, dobladas, con o sin ganchos, o en forma de estribos.
- **(b)** Mallas electrosoldadas.
- **(c)** Alambres o cables de alta resistencia destinados principalmente al concreto preesforzado.

Refuerzo corrugado ("deformed reinforcement") - Todo refuerzo que cumple de C.3.5.3, consistente en barras corrugadas, mallas de barra corrugada, alambre corrugado y mallas electrosoldadas de alambre corrugado. Bajo esta denominación se incluyen también las mallas electrosoldadas de alambre liso, las cuales se consideran una forma de refuerzo corrugado.

Refuerzo en espiral ("spiral reinforcement") - Refuerzo transversal consistente en una hélice continua de barra de acero liso o corrugado, que cumple ciertas limitaciones de cuantía volumétrica.

Refuerzo extremo de tracción ("extreme tension steel") - Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) que se encuentra más alejado de la fibra extrema en compresión.

Refuerzo liso ("plain reinforcement") - Refuerzo consistente en barras de superficie lisa. El refuerzo de barras lisas no se considera refuerzo corrugado y solo puede utilizarse en aquellos casos explícitamente indicados en el Reglamento. (Véase C.3.5).

Refuerzo negativo ("negative reinforcement") - El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo.

Refuerzo positivo ("positive reinforcement") - El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positivo.

Refuerzo transversal ("transverse or lateral reinforcement") - El refuerzo destinado a resistir los efectos de los esfuerzos cortantes y de torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

Refuerzo de retracción y temperatura ("shrinkage and temperature reinforcement") - En losas el destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

Región confinada ("confinement region") - Es aquella parte de los elementos de concreto reforzado confinada por refuerzo transversal de confinamiento que cumple los requisitos especiales dados en el Capítulo C.21.

Resistencia a la fluencia ("yield strength") (f_y) - Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo en MPa que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de concreto reforzado. La resistencia real a la fluencia debe determinarse por medio de ensayos de los materiales empleados en la obra, realizados de acuerdo con las normas NTC, o en su defecto ASTM, apropiadas y su variación con respecto a la resistencia nominal no debe ser mayor que la permitida por éstas normas.

Resistencia nominal del concreto a la compresión ("specified compressive strength of concrete") (f'_c) - Resistencia nominal especificada del concreto a la compresión, expresada en MPa, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de concreto reforzado. La resistencia real a la compresión debe determinarse por medio de ensayos de los materiales empleados en la obra, como el promedio de la resistencia de dos probetas cilíndricas, de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, ensayadas a los 28 días. Estos ensayos se deben realizar de acuerdo con las normas NTC (ICONTEC) apropiadas y la variación de los resultados con respecto a la resistencia nominal no debe ser mayor que la permitida por C.5.6. El significado de la expresión f'_c precedida por un símbolo de radical $\sqrt{f'_c}$ indica que se debe tomar la raíz cuadrada del valor de f'_c y que el resultado tiene unidades de MPa.

Resistencia de diseño ("design strength") - Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia ϕ. Véanse B.2.1 y C.9.3.

Resistencia nominal (“nominal strength”) - Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de resistencia y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia. Véase B.2.1.

Resistencia requerida (“required strength”) - Resistencia que debe poseer un elemento o sección de él, para que sea capaz de soportar las cargas mayoradas o sus efectos.

Riostra (“strut”) - Es un elemento de un diafragma estructural que se utiliza para proveer continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Sección controlada por compresión (“compression-controlled section”) - Es la sección de un elemento en la cual la deformación unitaria de tracción neta en el refuerzo extremo de tracción, para resistencia nominal es menor o igual al límite para la deformación unitaria de control por compresión.

Sección controlada por tracción (“tension-controlled section”) - Es la sección de un elemento en la cual la deformación unitaria de tracción neta en el refuerzo extremo de tracción, para resistencia nominal es mayor o igual a 0.005.

Sistema de resistencia sísmica (“lateral-force resisting system”) - Es aquella parte de la estructura compuesta por elementos diseñados para resistir las fuerzas provenientes de los efectos sísmicos.

Supervisor Técnico (“inspector”) - Véase C.1.3.

Tendón (“tendon”) - Refuerzo para concreto preesforzado compuesto por uno o varios torones de preesfuerzo.

Tendón adherido (“bonded tendon”) - Tendón de preesfuerzo que está adherido al concreto ya sea directamente o mediante mortero de inyección.

Tendón no adherido (“unbonded tendon”) - Tendón de preesfuerzo que no está adherido al concreto y por lo tanto puede desplazarse libremente dentro del ducto que lo contiene y que además está adecuadamente protegido contra la corrosión.

Tirante (“tie”) - Elemento estructural sometido principalmente a tracción, acompañada o no de momentos de flexión.

Torón (“strand”) - Cable para concreto preesforzado compuesto por siete alambres de acero de alta resistencia trenzados, que cumple la norma NTC 2010 (ASTM A416).

Transferencia (“transfer”) - Acción por medio de la cual se transfieren los esfuerzos en los tendones de preesfuerzo del gato o del banco de tensionamiento al concreto.

Viga (“beam, girder”) - Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su solicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

Vigueta, o nervadura (“joist”) - Elemento estructural que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

CAPITULO C.3
MATERIALES

C.3.0 - NOMENCLATURA

f_y = resistencia nominal especificada a la fluencia del acero no preesforzado, expresada en MPa.

C.3.1 - ENSAYO DE MATERIALES

C.3.1.1 - Para asegurarse que los materiales utilizados en la obra sean de la calidad especificada, deben realizarse los ensayos correspondientes sobre muestras representativas de los materiales de la construcción.

C.3.1.2 - Los ensayos de los materiales y del concreto se deben hacer siguiendo las normas técnicas colombianas, NTC, promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC. A falta de ellas deben seguirse las normas de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), de la Asociación Americana de Soldadura (AWS), de la Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO), y del Instituto del Postensado (PTI), mencionadas en este Reglamento. En C.3.8 se listan las normas NTC, promulgadas por el ICONTEC, ASTM, AWS, AASHTO, y PTI mencionadas en este Título del Reglamento, las cuales hacen parte del mismo. Debe consultarse C.1.6 respecto a la obligatoriedad de la normas técnicas mencionadas en este Título del Reglamento.

C.3.1.3 - El registro completo de los ensayos de los materiales y del concreto debe llevarse y conservarse de acuerdo con lo prescrito en el Título I de este Reglamento.

C.3.2 - CEMENTOS

C.3.2.1 - El cemento debe cumplir con las normas NTC 121 y NTC 321. Se permite el uso de cementos fabricados bajo las normas ASTM C150 y ASTM C595. Además se permite el empleo de cementos hidráulicos expansivos fabricados bajo la norma ASTM C845.

C.3.2.2 - El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquel sobre el cual se base la dosificación de la mezcla de concreto. (Véase C.5.2.)

C.3.2.3 - Se prohibe el uso de los cementos denominados de mampostería en la fabricación de concreto.

C.3.3 - AGREGADOS

C.3.3.1 - Los agregados para el concreto deben cumplir con la norma NTC 174 (ASTM C33).

C.3.3.2 - Los agregados que no cumplan con las especificaciones de C.3.3.l, pero que hayan demostrado, mediante ensayos especiales o en uso, que producen concreto con resistencia y durabilidad adecuadas, pueden ser utilizados cuando así lo autorice el Supervisor Técnico.

C.3.3.3 - El tamaño máximo nominal del agregado no debe ser mayor que:

(a) 1/5 de la dimensión menor entre los lados de las formaletas,
(b) 1/3 del espesor de las losas,
(c) 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras o alambres individuales del refuerzo, paquetes de barras o los tendones o ductos de preesforzado.

Pueden obviarse estas limitaciones si, a juicio del Supervisor Técnico, los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el concreto pueda ser colocado sin que se produzcan hormigueros, vacíos o segregación en la mezcla.

C.3.3.4 - Pueden utilizarse agregados livianos en la producción de concreto estructural, siempre y cuando éstos cumplan con los requisitos de la norma NTC 4045 (ASTM C330).

C.3.4 - AGUA

C.3.4.1 - El agua utilizada en la mezcla del concreto debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de cloruros, aceites, ácidos, álcalis, sales, materiales orgánicos u otras substancias que puedan ser dañinas para el concreto o el refuerzo. (Se recomienda cumplir la norma NTC 3459)

C.3.4.2 - El agua de mezcla para el concreto preesforzado o para el concreto que vaya a contener elementos embebidos de aluminio, o el agua asociada a la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de ion cloruro. Véase C.4.4.1.

C.3.4.3 - El agua impotable no debe utilizarse en el concreto, a menos que se cumplan las siguientes condiciones:

> **C.3.4.3.1** - Que la dosificación esté basada en mezclas de concreto que utilicen agua de la misma fuente.
>
> **C.3.4.3.2** - Que los cubos para ensayo de morteros hechos con agua impotable de mezcla, tengan resistencias a la compresión a los 7 y 28 días de edad, iguales o mayores al 90% de las resistencias a la compresión de probetas similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse sobre morteros idénticos, con excepción del tipo de agua empleada en la muestra, preparados y ensayados de acuerdo con la norma NTC 220 (ASTM C109).

C.3.5 - REFUERZO DE ACERO

C.3.5.1 - El refuerzo debe ser corrugado. El refuerzo liso solo puede utilizarse en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura. El refuerzo que consista de acero estructural o de tubería estructural, puede ser utilizado como se especifica en el presente Título de este Reglamento.

C.3.5.2 - En los planos debe indicarse el refuerzo que vaya a ser soldado y el procedimiento de soldadura. Las especificaciones para el acero, excepto las que fija la norma NTC 2289 (ASTM A 706), deben complementarse incluyendo un informe sobre las propiedades del material necesarias para cumplir con los procedimientos de soldadura especificados en la norma NTC 4040 (Procedimiento de soldadura para el acero de refuerzo ANSI/AWS D1.4. de la Sociedad Americana de Soldadura).

C.3.5.3 - REFUERZO CORRUGADO - El refuerzo corrugado debe cumplir con las normas de calidad que se dan a continuación y se designan para efectos de este Reglamento como se indica en las Tablas C.3-1 y C.3-2. La comprobación de la designación de la barra se realiza por medio de su peso por metro de acuerdo con los valores dados en las Tablas C.3-1 y C.3-2.

> **C.3.5.3.1** - Las barras corrugadas para refuerzo deben cumplir con la norma NTC 2289 (ASTM A 706). Además deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:
>
> **(a)** La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por ensayos sobre barras de tamaño completo. Los esfuerzos obtenidos por medio del ensayo de tracción deben calcularse utilizando el área nominal de la barra tal como se indica en las Tablas C.3-1 y C.3-2.
> **(b)** No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado, a menos que esté explícitamente permitido por la norma bajo la cual se fabrica cualquiera de los materiales permitidos por el Reglamento.

TABLA C.3-1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en milímetros)

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
	Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

Nota: La M indica que son diámetros nominales en mm.

TABLA C.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
Nº 2	1/4”	6.4	32	20.0	0.250
Nº 3	3/8”	9.5	71	30.0	0.560
Nº 4	1/2”	12.7	129	40.0	0.994
Nº 5	5/8”	15.9	199	50.0	1.552
Nº 6	3/4”	19.1	284	60.0	2.235
Nº 7	7/8”	22.2	387	70.0	3.042
Nº 8	1”	25.4	510	80.0	3.973
Nº 9	1-1/8”	28.7	645	90.0	5.060
Nº 10	1-1/4”	32.3	819	101.3	6.404
Nº 11	1-3/8”	35.8	1006	112.5	7.907
Nº 14	1-3/4”	43.0	1452	135.1	11.380
Nº 18	2-1/4”	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El N° de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

C.3.5.3.2 - Unicamente en zonas de amenaza sísmica baja, tal como se definen en A.2.3 se permite el uso de acero corrugado fabricado bajo la norma NTC 248 (ASTM A615).

C.3.5.3.3 - Las barras corrugadas para refuerzo con una resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ que exceda de 420 MPa, pueden utilizarse siempre y cuando $\mathbf{f_y}$ sea el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35% y, además, cumplan con la norma NTC 2289 (ASTM A706). Véase C.9.4.

C.3.5.3.4 - Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con la norma NTC 4013 (ASTM A 767). Las barras de refuerzo recubiertas con epóxico deben cumplir la norma NTC 4004 (ASTM A 775), o ASTM A 934. El acero del refuerzo galvanizado o recubierto con epóxico debe cumplir las especificaciones de C.3.5.3.1.

C.3.5.3.5 - Se permite el uso de alambre corrugado que cumpla la norma NTC 1907 (ASTM A496), excepto que no puede ser menor que el tamaño D-4 (diámetro 5.7 mm) y para alambre con una resistencia a la fluencia nominal $\mathbf{f_y}$ que exceda de 420 MPa, $\mathbf{f_y}$ debe ser el esfuerzo que corresponda a una deformación unitaria del 0.35%, si el esfuerzo nominal a la fluencia utilizado en el diseño excede 420 MPa. No se permite el uso de alambres individuales, corrugados o lisos, como refuerzo en forma de estribos ni como refuerzo longitudinal en elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica.

C.3.5.4 - MALLAS ELECTROSOLDADAS - Las mallas electrosoldadas se consideran una forma de refuerzo corrugado. Los alambres para mallas electrosoldadas y las mallas en sí, deben cumplir las siguientes normas:

C.3.5.4.1 - La malla electrosoldada de alambre liso, debe cumplir con la norma NTC 1925 (ASTM A185), excepto que para alambre con una resistencia a la fluencia nominal superior a 420 MPa, $\mathbf{f_y}$ debe ser el esfuerzo que corresponde a una deformación unitaria del 0.35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 300 mm en la dirección del esfuerzo calculado, excepto cuando la malla electrosoldada se utiliza como estribos de acuerdo con C.12.13.2.

C.3.5.4.2 - La malla electrosoldada de alambre corrugado debe cumplir con la norma NTC 2310 (ASTM A497), excepto que para alambre con una resistencia a la fluencia nominal $\mathbf{f_y}$ superior a 420 MPa, $\mathbf{f_y}$ debe ser el esfuerzo que corresponde a una deformación unitaria del 0.35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm en la dirección del esfuerzo calculado, excepto cuando la malla electrosoldada se utiliza como estribos de acuerdo con C.12.13.2.

C.3.5.4.3 - La malla electrosoldada con recubrimiento epóxico debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM A 884. Los alambres que la conforman deben cumplir los requisitos de C.3.5.4.1 y C.3.5.4.2.

C.3.5.5 - REFUERZO LISO - El refuerzo liso solo se permite en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas. Debe cumplir con los siguientes requisitos:

C.3.5.5.1 - Las barras lisas para estribos, refuerzo de repartición y temperatura o refuerzo en espiral deben cumplir con la norma NTC 161 (ASTM A615) o con los requisitos para refuerzo corrugado especificados en C.3.5.3.1.

C.3.5.5.2 - En las barras lisas con una resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ superior a 420 MPa, $\mathbf{f_y}$ debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35%.

C.3.5.6 - TENDONES PARA CONCRETO PREESFORZADO - Los alambres, los torones y las barras para refuerzo en concreto preesforzado, deben cumplir con una de las siguientes normas NTC 159 (ASTM A421), NTC 2010 (ASTM A416), y NTC 2142 (ASTM A722). Los alambres, torones y barras no incluidas específicamente en las normas NTC 159 (ASTM A421), NTC 2010 (ASTM A416), y NTC 2142 (ASTM A722), pueden utilizarse siempre que cumplan con los requisitos mínimos de estas normas y no tengan propiedades que los hagan menos satisfactorios que aquellos incluidos en las normas mencionadas anteriormente.

C.3.5.7 - ACEROS Y TUBERIAS ESTRUCTURALES DE ACERO - Cuando se utilicen elementos de acero estructural en elementos compuestos sometidos a compresión deben cumplirse las siguientes normas:

C.3.5.7.1 - El acero estructural utilizado con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumplan los requisitos de C.10.14.7. ó 10.14.8, debe cumplir con la norma NTC 1920 (ASTM A36), pero el acero estructural no cobijado por ésta, debe cumplir con una de las normas NTC 1950 (ASTM A242), NTC 1985 (ASTM A572) o NTC 2012 (ASTM A 588).

C.3.5.7.2 - Los tubos de acero o tuberías para miembros compuestos sometidos a compresión, formados por un núcleo de concreto con una camisa de acero, que cumplan con los requisitos de C.10.14.7, deben ceñirse a una de las siguientes normas: NTC 3470 (ASTM A53), ASTM A500 ó NTC 2374 (ASTM A501).

C.3.5.8 - EVALUACION Y ACEPTACION DEL ACERO DE REFUERZO - Deben tomarse y ensayarse muestras representativas de los aceros de refuerzo utilizados en la obra, con la frecuencia y alcance indicados en el Título I del Reglamento. Los ensayos deben realizarse de acuerdo con lo especificado en la norma NTC, de las enumeradas en C.3.8, correspondiente al tipo de acero. Los ensayos deben demostrar, inequívocamente, que el acero utilizado cumple la norma técnica NTC correspondiente y el laboratorio que realice los ensayos debe certificar la conformidad con ella. Copia de estos certificados de conformidad deben remitirse al Supervisor Técnico y al ingeniero diseñador. El certificado de conformidad expedido por el laboratorio debe contener como mínimo lo siguiente:

(a) nombre y dirección de la obra
(b) fecha de recepción de las muestras y fecha de realización de los ensayos,
(c) fabricante y norma NTC bajo la cual se fabricó el material y bajo la cual se realizaron los ensayos,

(d) peso por unidad de longitud de la barra, alambre, malla o torón de refuerzo, y su conformidad con las variaciones permitidas, y su diámetro nominal,
(e) características del corrugado, cuando se trate de acero corrugado,
(f) resultados del ensayo de tracción, los cuales deben incluir: la resistencia a la fluencia y la resistencia última, evaluadas utilizando el área nominal de la barra, alambre, malla o torón de refuerzo indicada en la norma NTC correspondiente, y el porcentaje de alargamiento obtenido del ensayo,
(g) resultado del ensayo de doblamiento,
(h) composición química cuando ésta se solicita.
(i) conformidad con la norma de fabricación y
(j) nombre y firma de director del laboratorio.

C.3.6 - ADITIVOS

C.3.6.1 - Los aditivos que se utilicen en el concreto, deben someterse a la aprobación previa del Supervisor Técnico.

C.3.6.2 - Debe demostrarse que los aditivos a utilizar durante la construcción de la obra son capaces de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento que mostraron para establecer la dosificación del concreto de acuerdo con C.5.2.

C.3.6.3 - No pueden utilizarse aditivos que contengan cloruro de calcio ó iones de cloruro, diferentes de impurezas presentes en los ingredientes de la mezcla, en concreto preesforzado, en concreto que contenga elementos embebidos de aluminio ó en concreto fundido utilizando formaletas permanentes galvanizadas. Véanse C.4.2.2 y C.4.3.1.

C.3.6.4 - Los aditivos incorporadores de aire, deben cumplir con la norma NTC 3502 (ASTM C260).

C.3.6.5 - Los aditivos reductores de agua, los aditivos retardadores y acelerantes, deben cumplir con la norma NTC 1299 (ASTM C494) o NTC 4023 (ASTM C1017).

C.3.6.6 - Las cenizas volantes u otras puzolanas, utilizadas como aditivos, deben cumplir con la norma NTC 3493 (ASTM C618).

C.3.6.7 - La escoria, molida y granulada, de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir la norma NTC 4018 (ASTM C989).

C.3.6.8 - Los aditivos empleados en la fabricación de concreto que contenga cementos expansivos (ASTM C 845) deben ser compatibles con el cemento y no deben producir efectos perjudiciales.

C.3.6.9 - El humo de sílice que se emplee como aditivo del concreto debe cumplir los requisitos de la norma ASTM C 1240.

C.3.7 - ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

C.3.7.1 - Los materiales cementantes y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la contaminación con materiales extraños.

C.3.7.2 - En la fabricación del concreto no pueden utilizarse materiales que se hayan deteriorado o se hayan contaminado.

C.3.8 - NORMAS CITADAS EN EL TITULO C DEL REGLAMENTO

Las siguientes normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS, y de la Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte, AASHTO, a las cuales se hace referencia en el Título C del Reglamento, forman parte integrante de él:

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:

NTC 1 - Ensayo de doblamiento para productos metálicos. (ASTM A370)

NTC 2 - Ensayo de tracción para productos de acero. (ASTM A370)

NTC 30 - Cemento Portland - Clasificación y nomenclatura.

NTC 121 - Cemento Portland - Especificaciones físicas y mecánicas (ASTM C150).

NTC 159 - Alambres de acero, sin recubrimiento, liberados de esfuerzos, para concreto preesforzado. (ASTM A421)

NTC 161 - Barras lisas de acero al carbono para concreto armado. *(Nota: C.3.5.5 impone limitaciones a la utilización de este tipo de acero de refuerzo)*. (ASTM A615)

NTC 174 - Especificaciones de los agregados para concreto. (ASTM C33)

NTC 220 - Método para determinar la resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico usando cubos de 50 mm de lado. (ASTM C109)

NTC 245 - Barras de acero al carbono trabajadas en frío para concreto reforzado armado. *(Nota: C.3.5.3 prohibe el uso de este tipo de acero).*

NTC 248 - Barras corrugadas de acero al carbono para concreto reforzado armado. *(Nota: C.3.5.3 impone requisitos adicionales a los que contiene esta norma).* (ASTM A615)

NTC 321 - Cemento Portland - Especificaciones químicas.

NTC 396 - Método de ensayo para determinar el asentamiento del concreto. (ASTM C143)

NTC 423 – Barras de acero al carbono, terminadas en frío de calidad estándar. (ASTM A108)

NTC 454 - Hormigón fresco, toma de muestras. (ASTM C172)

NTC 504 - Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto. (ASTM C617)

NTC 550 - Elaboración y curado de especímenes de concreto en obra. (ASTM C31)

NTC 673 - Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto. (ASTM C39)

NTC 722 - Ensayo de tracción indirecta de cilindros de concreto. (ASTM C496)

NTC 1299 - Aditivos químicos para el concreto. (ASTM C494)

NTC 1377 - Elaboración y curado de especímenes de concreto para ensayo laboratorio. (ASTM C192)

NTC 1907 - Alambre de acero para concreto armado. (ASTM A496)

NTC 1920 - Acero estructural. (ASTM A36)

NTC 1925 - Mallas soldadas fabricadas con alambre liso de acero para concreto reforzado. (ASTM A185)

NTC 1950 - Acero estructural de baja aleación y alta resistencia. (ASTM A242)

NTC 1985 - Acero de calidad estructural de alta resistencia y baja aleación al Columbio (Nionio). (ASTM A 572)

NTC 2010 - Cordones de acero de siete alambres, sin recubrimiento, para concreto preesforzado. (ASTM A416)

NTC 2012 - Acero estructural de baja aleación y alta resistencia con punto de fluencia mínimo de 345 MPa, en espesores hasta 100 mm. (ASTM A588)

NTC 2142 - Barras de acero de alta resistencia, sin revestimiento, para concreto pretensado. (ASTM A722)

NTC 2240 - Agregados usados en morteros de mampostería. (ASTM C144)

NTC 2289 - Barras y rollos corrugados de acero de baja aleación y/o termotratados para concreto reforzado en construcciones de diseño sismo resistente. (ASTM A706)

NTC 2310 - Mallas soldadas fabricadas con alambre corrugado para refuerzo de concreto. (ASTM A497)

NTC 2374 - Tubos redondos, rectangulares y cuadrados de acero al carbono con o sin costura, formados en caliente para propósitos estructurales. (ASTM A501)

NTC 3318 - Concreto premezclado. (ASTM C94)

NTC 3353 - Definiciones y métodos para los ensayos mecánicos de productos de acero. (ASTM A370)

NTC 3459 - Agua para la elaboración de concreto. (BS 3148)

NTC 3470 - Tubos de acero soldados o sin costura recubiertos de cinc por inmersión en caliente, o pavonados. (ASTM A53)

NTC 3493 - Cenizas volantes y puzolanas naturales, calcinadas o crudas, utilizadas como aditivos minerales en el concreto de cemento Portland. (ASTM C618)

NTC 3502 - Aditivos incorporadores de aire para concreto. (ASTM C260)

NTC 3658 - Método de la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas. (ASTM C42)

NTC 4002 - Siderurgia. Alambre liso de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A82)

NTC 4004 - Barras de acero de refuerzo con recubrimiento epóxico para refuerzo de concreto. (ASTM A775)

NTC 4013 - Barras de acero recubiertas con cinc (galvanizadas) para refuerzo de concreto. (ASTM A767)

NTC 4018 - Escoria de alto horno, granulada y molida, para ser uso en concreto y morteros. (ASTM C989)

NTC 4022 - Masa unitaria de concreto liviano estructural. (ASTM C567)

NTC 4023 - Especificaciones para aditivos químicos usados en la producción de concreto fluido. (ASTM C1017)

NTC 4025 - Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson en concreto a compresión. (ASTM C469)

NTC 4027 - Concreto hecho por bachada volumétrica y mezclado continuo. (ASTM C685)

NTC 4034 – Elementos de fijación. Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono, con 60 000 psi de resistencia a la tensión. (ASTM A307)

NTC 4040 - Procedimientos de soldadura aplicables al acero para refuerzo de concreto. (ANSI/AWS D1.4)

NTC 4045 - Agregados livianos para concreto estructural. (ASTM C330)

NTC 4049 - Método para determinar los cloruros solubles en agua presentes en el concreto. (ASTM C1218)

Normas ASTM:

A 36 - Standard Specification for Structural Steel. (NTC 1920)

A 53 - Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless. (NTC 3470)

A 82 - Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement. (NTC 4002)

A 108 - Standard-Quality Cold-Finished Carbon Steel Bars. (NTC 423)

A 185 - Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement. (NTC 1925)

A 242 - Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel. (NTC 1950)

A 307 - Low Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fasteners. (NTC 4034)

A 370 - Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. (NTC 1)

A 416 - Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire Stress-Relieved for Prestressed Concrete. (NTC 2010)

A 421 - Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete. (NTC 159)

A 496 - Standard Specification for Steel Wire, Deformed for Concrete Reinforcement. (NTC 1907)

A 497 - Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement. (NTC 2310)

A 500 - Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes.

A 501 - Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing. (NTC 2374)

A 572 - Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality. (NTC 1985)

A 588 - Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (1OO mm) Thick. (NTC 2012)

A 615 - Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement. (NTC 161 y 248)

A 706 - Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement. (NTC 2289)

A 722 - Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete. (NTC 2142)

A 767 - Standard Specification for Zinc -Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement. (NTC 4013)

A 775 - Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars. (NTC 4004)

A 884 - Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Fabric for Reinforcement

A 934 - Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

C 31 - Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field. (NTC 550)

C 33 - Standard Specification for Concrete Aggregates. (NTC 174)

C 39 - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. (NTC 673)

C 42 - Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. (NTC 3658)

C 94 - Standard Specification for Ready-Mixed Concrete. (NTC 3318)

C 109 - Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens). (NTC 220)

C 143 - Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete. (NTC 396)

C 144 - Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar. (NTC 2240)

C 150 - Standard Specification for Portland Cement

C 172 - Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete. (NTC 454)

C 192 - Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. (NTC 1377)

C 260 - Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete. (NTC 3502)

C 330 - Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete. (NTC 4045)

C 469 - Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. (NTC 4025)

C 494 - Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete. (NTC 1299)

C 496 - Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. (NTC 722)

C 567 - Standard Test Method for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete. (NTC 4022)

C 595 - Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

C 618 - Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete. (NTC 3493)

C 685 - Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing. (NTC 4027)

C 845 - Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

C 989 - Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars. (NTC 4018)

C 1017 - Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete. (NTC 4023)

C 1218 - Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. (NTC 4049)

C 1240 - Standard Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar

Normas de la AWS:

"Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4-92) of the American Welding Society (NTC 4040).

Normas de la AASHTO:

"Method of Sampling and Testing for Total Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials" (AASHTO T 260-84) (Equivalente a NTC 4049 y ASTM C 1218).

"Rapid determination of the Chloride Permeability of Concrete " (AASHTO T 277-83).

Normas del Post-Tensioning Institute:

"Specifications for Unbonded Single Strand Tendons” de Julio de 1993.

CAPITULO C.4
REQUISITOS DE DURABILIDAD

C.4.0 - NOMENCLATURA

f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

C.4.1 - RELACION AGUA-MATERIAL CEMENTANTE

C.4.1.1 - Las relaciones agua-material cementante especificadas en las tablas C.4-2 y C.4-3, deben calcularse utilizando el peso de cemento que cumpla las normas las normas NTC 121, NTC 321, ASTM C150, o ASTM C 595, más el peso de las cenizas volantes u otras puzolanas que cumplan la norma NTC 3493 (ASTM C618), la escoria siderúrgica que cumpla la norma NTC 4018 (ASTM C989) y el humo de sílice (microsílica) que cumpla la norma ASTM C1240, si se utiliza cualquiera de estas adiciones.

C.4.2 - EXPOSICION A AMBIENTE HUMEDO O MARINO

C.4.2.1 - El concreto que esté expuesto a ciclos de congelamiento y descongelamiento, o a químicos que impidan el congelamiento, debe tener aire incorporado, en las cantidades indicadas en la tabla C.4-1. La tolerancia en el contenido de aire debe ser ± 1.5 por ciento. Para resistencias nominales a la compresión, f'_c, mayores de 35 MPa, los contenidos de aire dados en la tabla C.4-1 pueden reducirse hasta 1.0 por ciento.

TABLA C.4-1
CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO CON AIRE INCORPORADO

tamaño nominal máximo del agregado, mm (nota-1)	Contenido de aire, porcentaje	
	exposición severa	exposición moderada
9.5 (3/8")	7.5%	6.5%
12.7 (1/2")	7.0%	5.5%
19.1 (3/4")	6.0%	5.0%
25.4 (1")	6.0%	4.5%
38.1 (1-1/2")	5.5%	4.5%
50.8 (2") (nota-2)	5.0%	4.0%
76.2 (3") (nota-2)	4.5%	3.5%

Nota - 1: Véase la norma NTC 174 (ASTM C33) para las tolerancias en el tamaño nominal máximo de los agregados,
Nota - 2: Estos contenidos de aire corresponden a la mezcla total, al igual que los anteriores. En estos casos, cuando se esté realizando el ensayo de contenido de aire, los agregados mayores de 38.1 mm (1-1/2") se retiran, ya sea manualmente o por medio de tamizado, y el contenido de aire se determina sobre los agregados restantes (la tolerancia en el contenido de aire se aplica sobre este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula sobre las agregados restantes después de que se retiran los mayores de 38.1 mm (1-1/2").

TABLA C.4-2
REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICION

Condiciones de exposición	Máxima relación agua-material cementante, por peso para concretos de peso normal	Resistencia mínima a la compresión, f'_c, en MPa
Concreto de baja permeabilidad para ser expuesto al agua	0.50	24
Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y descongelamiento en una condición húmeda, o a químicos que impidan el congelamiento	0.45	31
Para la protección contra la corrosión del refuerzo de concreto expuesto a cloruros, sal, agua salina o que puede ser salpicado por agua salina	0.40	35

C.4.2.2 - El concreto que esté expuesto a las condiciones de exposición indicadas en la tabla C.4-2, deben cumplir las

relaciones agua - material cementante máximas y las resistencias mínimas a la compresión indicadas allí. Además los concretos que puedan estar expuestos a químicos que impidan el congelamiento, deben cumplir las limitaciones dadas en C.4.2.3.

C.4.2.3 - Para concretos que puedan estar expuestos a químicos que impidan el congelamiento, el máximo contenido, por peso, de cenizas volantes, otras puzolanas, humo de sílice, o escoria, que se adiciones al concreto, no deben exceder los porcentajes del peso total de material cementante dados en la tabla C.4-3.

TABLA C.4-3
REQUISITOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A QUIMICOS QUE IMPIDAN EL CONGELAMIENTO

Material cementante	Máximo porcentaje del total de materiales cementantes, por peso (Nota -1)
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen con la norma NTC 3493 (ASTM C618)	25%
Escoria que cumple la norma NTC 4018 (ASTM C989)	50%
Humo de sílice que cumple la norma ASTM C1240	10%
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria, y humo de sílice	50% (Nota -2)
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, y humo de sílice	35% (Nota -2)

Nota - 1: El contenido total de materiales cementantes también incluye cementos fabricados bajo las normas NTC 121 y NTC 321, ASTM C150, ASTM C595, y ASTM C845. El porcentaje máximo dado en la tabla incluye las cenizas volantes y otras puzolanas, la escoria, y el humo de sílice presente dentro de los cementos.
Nota 2 - Las cenizas volantes, u otras puzolanas, no deben constituir más del 25 por ciento del peso total de material cementante, ni el humo de sílice más del 10 por ciento del peso total de material cementante.

C.4.3 - EXPOSICION A SULFATOS

C.4.3.1 - El concreto que pueda verse expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos, debe cumplir los requisitos de la tabla C.4-4 o fabricarse con cemento resistente a los sulfatos y con una relación agua-material cementante que no exceda el valor máximo dada en la misma tabla y debe tener la resistencia mínima a la compresión indicada allí.

C.4.3.2 - El cloruro de calcio no debe utilizarse como aditivo en concretos que puedan verse expuestos a soluciones que contengan sulfatos de una manera severa o muy severa como las define la tabla C.4-4

TABLA C.4-4
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS

Exposición al sulfato	Sulfatos solubles en agua (SO_4), en el suelo, porcentaje en peso	Sulfatos (SO_4), en el agua, en partes por millón	Tipo de cemento	Relación agua-material cementante máxima por peso (1)	Resistencia mínima a la compresión, f'_c, en MPa
Despreciable	0.00 a 0.10	0 a 150	-	-	-
Moderada (2)	0.10 a 0.20	150 a 1500	II (3)	0.50	28
Severa	0.20 a 2.00	1500 a 10000	V	0.45	32
Muy severa	más de 2.00	más de 10000	V con puzolanas (4)	0.45	32

Nota-1 Puede requerirse una relación agua-material cementante menor por requisitos de baja permeabilidad o para protección contra la corrosión.
Nota-2 Agua marina.
Nota-3 Además de los cementos Tipo II se incluyen los MS.
Nota-4 Puzolanas que cuando se utilizan con cementos Tipo V, hayan demostrado que mejoran la resistencia del concreto a los sulfatos bien sea por ensayos o por buen comportamiento en condiciones de servicio.

C.4.4 - CORROSION DEL REFUERZO

C.4.4.1 - Con el fin de proteger el acero de refuerzo contra la corrosión, las concentraciones máximas de ion cloruro soluble en agua, medidas en el concreto endurecido con edades entre 28 y 42 días, aportado por los ingredientes del concreto incluyendo el agua, los agregados, el material cementante y los aditivos, no debe exceder los límites de la tabla C.4-5. El procedimiento de ensayo para determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua debe ser el dado por la norma NTC 4049 (ASTM C1218 o AASHTO T260).

C.4.4.2 - Cuando el concreto reforzado pueda verse expuesto a agua salina o marina, o a salpicaduras de esta agua, deben cumplirse los requisitos de relación agua-material cementante dados en la tabla C.4-2 y los requisitos de recubrimiento del refuerzo dados en C.7.7. Véase C.18.14 respecto a tendones de preesfuerzo no adheridos.

TABLA C.4-5
MAXIMO CONTENIDO DEL ION CLORURO, PARA PROTECCION CONTRA LA CORROSION

Tipo de Elemento	Máximo contenido del Ion Cloruro (C^-) en el concreto expresado como porcentaje del peso del cemento
Concreto preesforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto al cloruro en servicio	0.15
Concreto reforzado que estará seco o protegido de la humedad en servicio	1.00
Otros tipos de construcción en concreto reforzado	0.30

■

CAPITULO C.5
CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACION

C.5.0 - NOMENCLATURA

f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

f'_{cr} = resistencia promedio requerida del concreto a la compresión utilizada como base para dosificar las mezclas, expresada en MPa.

f_{ct} = resistencia a la fractura por tracción indirecta del concreto con agregados ligeros, expresada en MPa.

S = desviación estándar, expresada en MPa.

C.5.1 - GENERALIDADES

C.5.1.1 - El concreto debe dosificarse con el fin de obtener una resistencia promedio a la compresión como lo prescribe C.5.3.2. y al mismo tiempo satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo C.4. El concreto debe producirse minimizando la frecuencia de resultados con resistencia por debajo del valor nominal para el concreto f'_c, como lo exige C.5.6.2.3.

C.5.1.2 - Los valores exigidos para f'_c deben basarse en ensayos sobre cilindros fabricados y probados de acuerdo con lo establecido en C.5.6.2.

C.5.1.3 - A menos que se especifique lo contrario, el f'_c real se debe obtener por medio de ensayos a los 28 días y el valor debe corresponder al promedio de los resultados obtenidos de dos cilindros del mismo concreto y ensayados el mismo día. Si se especifica una edad diferente de 28 días para la determinación del f'_c real, esta edad debe estar claramente marcada en los planos y especificaciones.

C.5.1.4 - En aquellos casos en los cuales se requiere el uso de la resistencia a la fractura por tracción indirecta del concreto con agregados ligeros, los ensayos de laboratorio se deben realizar de acuerdo con la norma NTC 4045 (ASTM C330) para establecer el valor de f_{ct} correspondiente a la resistencia nominal a la compresión, f'_c.

C.5.1.5 - Los ensayos de resistencia a la fractura por tracción indirecta no deben utilizarse en el control de calidad como base para aceptar o rechazar el concreto.

C.5.1.6 - Los planos estructurales en cualquier proyecto, deben indicar claramente la resistencia nominal a la compresión f'_c del concreto para la cual se diseñó cada parte de la estructura.

C.5.1.7 - Deben consultarse los requisitos adicionales para estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) dados en el Capítulo C.21.

C.5.2 - DOSIFICACION DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO

C.5.2.1 - La dosificación de los componentes del concreto debe hacerse para proporcionar:

(a) Manejabilidad y consistencia adecuadas para que el concreto fluya fácilmente dentro de las formaletas y alrededor del refuerzo, en las condiciones de colocación que se usen, sin segregación ni exudación excesivas.

(b) Resistencia a condiciones especiales de exposición, de conformidad con el Capítulo C.4.

(c) Cumplimiento de los requisitos de los ensayos de resistencia indicados en C.5.6.

C.5.2.2 - Cuando se usen diferentes materiales para diversas partes de una obra, cada combinación debe estudiarse separadamente.

C.5.2.3 - La dosificación de los componentes del concreto, incluida la relación agua - material cementante, debe hacerse con base en los datos obtenidos en experiencias de obras anteriores o utilizando mezclas de prueba; con los materiales que se vayan a usar en la obra (véase C.5.3), o ambos; exceptuando lo permitido en C.5.4 o lo requerido en el Capítulo C.4.

C.5.3 - DOSIFICACION BASADA EN EXPERIENCIA DE OBRAS ANTERIORES O MEZCLAS DE PRUEBA, O AMBAS

C.5.3.1 - DESVIACION ESTANDAR

C.5.3.1.1 - Cuando una instalación productora de concreto disponga de registros de ensayos, debe calcularse su desviación estándar. La desviación estándar se debe calcular utilizando los registros de ensayos que cumplan las siguientes condiciones:

(a) Representen los materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas en la obra y las variaciones permitidas en los registros de ensayos de los materiales y sus proporciones no deben ser más restrictivas que las permitidas en la obra.

(b) Representen un concreto producido para una resistencia o resistencias nominales, $\mathbf{f'_c}$, que no difieran en más de 7 MPa de la resistencia nominal especificada para la obra.

(c) Consistan de por lo menos 30 ensayos consecutivos, correspondientes cada uno de ellos al promedio de dos cilindros ensayados el mismo día, o de dos grupos de ensayos consecutivos que sumen, en total, al menos 30 ensayos como los define C.5.6.1.4, exceptuando lo indicado en C.5.3.1.2.

TABLA C.5-1
COEFICIENTE DE MODIFICACION PARA LA DESVIACION ESTANDAR CUANDO HAY DISPONIBLES MENOS DE 30 ENSAYOS

Nº de Ensayos (Nota -1)	Coeficiente de modificación para la desviación estándar.(Nota - 2)
Menos de 15	Use la tabla C.5-2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

Nota-1. Se puede interpolar entre el número de ensayos.
Nota-2. La desviación estándar modificada debe usarse para determinar la resistencia promedio requerida $\mathbf{f'_{cr}}$ que se utiliza en C.5.3.2.1.

C.5.3.1.2 - Cuando la instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos previos que cumplan los requisitos de C.5.3.1.1, pero tenga registros que contengan entre 15 y 29 ensayos consecutivos, la desviación estándar debe ser la desviación estándar calculada de los datos, multiplicada por el coeficiente de modificación dado en la tabla C.5-1. Para poder aplicar este procedimiento se deben cumplir los requisitos (a) y (b) de C.5.3.1.1 y los ensayos deben corresponder a un solo registro de ensayos consecutivos obtenidos en un período mayor de 45 días calendario.

C.5.3.2 - RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA

C.5.3.2.1 - La resistencia promedio requerida $\mathbf{f'_{cr}}$, en MPa, que se utiliza para dosificar el concreto, debe ser la mayor de las obtenidas con las ecuaciones C.5-1 y C.5-2, utilizando la desviación estándar, $\mathbf{S}$, obtenida según C.5.3.1.1 o C.5.3.1.2:

$$\mathbf{f'_{cr} = f'_c + 1.34\ S} \qquad \textbf{(C.5-1)}$$

$$\mathbf{f'_{cr} = f'_c + 2.33\ S - 3.5}\ \text{(MPa)} \qquad \textbf{(C.5-2*)}$$

C.5.3.2.1 - Cuando la instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos para calcular la desviación estándar como lo pide C.5.3.1 o C.5.3.1.1, la resistencia promedio requerida, f'_{cr} en MPa, debe determinarse de la tabla C.5-2 y la documentación de la resistencia promedio debe cumplir los requisitos de C.5.3.3.

TABLA C.5-2
RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA A LA COMPRESION CUANDO NO HAY DATOS QUE PERMITAN DETERMINAR LA DESVIACION ESTANDAR

Resistencia nominal a la compresión f'_c MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión f'_{cr} MPa
Menos de 21 MPa	f'_c + 7 MPa
de 21 MPa a 35 MPa	f'_c + 8.5 MPa
más de 35 MPa	f'_c + 10 MPa

C.5.3.3 - **DOCUMENTACION DE LA RESISTENCIA PROMEDIO** - La documentación que debe dejarse para demostrar que la dosificación propuesta producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor a la requerida en C.5.3.2 puede consistir en uno o varios ensayos de resistencia de obras anteriores, o de ensayos de resistencia de mezclas de prueba.

C.5.3.3.1 - Cuando se utilicen registros de ensayos para demostrar que la dosificación propuesta producirá la resistencia promedio requerida, f'_{cr} (C.5.3.2), los registros deben ser representativos de materiales y condiciones similares a las que se esperan. Las variaciones permitidas en los materiales, las condiciones y las proporciones dentro de los registros de ensayos no deben haber sido más restrictivas que las permitidas en la obra propuesta. Con el fin de documentar la resistencia promedio esperada, pueden usarse registros de ensayos consistentes en menos de 30 pero no menos de 10 ensayos consecutivos, siempre y cuando hayan sido obtenidas en un período de observación mayor de 45 días. La dosificación requerida del concreto puede obtenerse interpolando entre las resistencias y dosificaciones de dos o más registros de ensayos que cumplen con los otros requisitos de esta sección.

C.5.3.3.2 - Cuando no se disponga de un registro aceptable de ensayos de obras anteriores, la dosificación del concreto puede establecerse por medio de mezclas de prueba que cumplan las siguientes restricciones:

(a) Debe utilizarse la misma combinación de materiales que la utilizada en el trabajo propuesto.

(b) Las mezclas de prueba con la dosificación y consistencia requeridas para el trabajo propuesto deben hacerse utilizando por lo menos tres relaciones agua-material cementante o contenidos de cemento diferentes, capaces de producir un rango de resistencias que cubra la resistencia promedio requerida f'_{cr}.

(c) Las mezclas de prueba deben diseñarse de tal manera que su asentamiento esté dentro de ±20 mm del valor especificado, o dentro de ±0.5 por ciento del contenido máximo de aire cuando se trate de concreto con aire incorporado.

(d) Para cada relación agua-material cementante, o para cada contenido de cemento, deben producirse al menos tres cilindros de prueba para cada edad de ensayo. Estos cilindros deben fabricarse y curarse de acuerdo con la norma NTC 1377 (ASTM C192). Los cilindros deben ensayarse a los 28 días o a la edad designada para la determinación de f'_c.

(e) Con los resultados de los ensayos de los cilindros debe dibujarse un gráfico que muestre la correspondencia entre la relación agua-material cementante o el contenido de cemento y la resistencia a la compresión a la edad designada.

(f) La máxima relación agua-material cementante o el mínimo contenido de cemento que puede usarse en el trabajo propuesto debe ser aquella que se muestra en el gráfico que corresponde a la resistencia promedio requerida por C.5.3.2, a menos que se requiera un valor menor de la relación agua-material cementante de conformidad con el Capítulo C.4.

C.5.4 - DOSIFICACION SIN EXPERIENCIA EN OBRAS ANTERIORES O MEZCLAS DE PRUEBA

C.5.4.1 - Si no se dispone de los datos que exige C.5.3, la dosificación del concreto puede determinarse usando otra información o experiencias, siempre y cuando sea aprobada por el Supervisor Técnico. La resistencia promedio requerida para el concreto, f'_{cr}, para concreto producido con materiales similares a los que se propone utilizar, debe ser al menos 8.5 MPa mayor que la resistencia nominal especificada, f'_c. Esta alternativa no debe utilizarse para dosificar concretos con una resistencia mayor de 28 MPa.

C.5.4.2 - El concreto dosificado utilizando la presente sección C.5.4 debe cumplir los requisitos de durabilidad del Capítulo C.4 y los criterios de resistencia a la compresión de C.5.6.

C.5.5 - REDUCCION DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

C.5.5.1 - En la medida en que se tengan datos disponibles durante la construcción, es posible disminuir la cantidad por la cual f'_{cr} debe exceder a f'_c, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) Se dispone de más de 30 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos excede el requerido por C.5.3.2.1, usando la desviación estándar calculada de acuerdo con C.5.3.1.1, o

(b) Se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos excede el requerido por C.5.3.2.1, usando la desviación estándar calculada de acuerdo con C.5.3.1.2, y

(c) Se cumplen los requisitos para condiciones especiales de exposición del Capítulo C.4.

C.5.6 - EVALUACION Y ACEPTACION DEL CONCRETO

C.5.6.1 - FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS

C.5.6.1.1 - Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto, deben estar conformadas cuando menos por una pareja de cilindros tomados no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 40 m³ de concreto o una vez por cada 200 m² de área de losas o muros. Como mínimo debe tomarse una pareja de muestras de concreto de columnas por piso. De igual manera, como mínimo debe tomarse una pareja de muestras por cada 50 bachadas de cada clase de concreto.

C.5.6.1.2 - Si en una determinada obra, el volumen total de concreto es tal que la frecuencia de los ensayos, da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, las muestras deben tomarse de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5.

C.5.6.1.3 - Cuando la cantidad total de una clase de concreto sea menor de 10 m³, pueden suprimirse las pruebas de resistencia si, a juicio del Supervisor Técnico, existe suficiente evidencia de que la resistencia que se va a obtener es satisfactoria.

C.5.6.1.4 - Un ensayo de resistencia debe ser el resultado del promedio de resistencia de 2 cilindros tomados de una misma mezcla y ensayados a los 28 días, o a la edad especificada en caso de que sea diferente de 28 días.

C.5.6.2 - ENSAYO DE MUESTRAS CURADAS EN EL LABORATORIO

C.5.6.2.1 - Para el ensayo de resistencia, las muestras se deben tomar de conformidad con la norma NTC 454 (ASTM C172).

C.5.6.2.2 - Los cilindros para el ensayo de resistencia, deben fabricarse y curarse de conformidad con la norma NTC 550 (ASTM C31) y ensayarse según la norma NTC 673 (ASTM C39).

C.5.6.2.3 - El nivel de resistencia para cada clase de concreto se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

(a) Que los promedios aritméticos de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), igualen o excedan el valor nominal especificado para f'_c, y

(b) Que ningún resultado individual de los ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), tenga una resistencia inferior en 3.5 MPa, o más, a f'_c.

C.5.6.2.4 - Si no se cumple cualquiera de los requisitos de C.5.6.2.3, se deben tomar de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Además, deben tenerse en cuenta los requisitos estipulados en C.5.6.4 si no se cumple el requisito de C.5.6.2.3 (b).

C.5.6.3 - ENSAYO DE MUESTRAS CURADAS BAJO CONDICIONES DE CAMPO

C.5.6.3.1 - El Supervisor Técnico puede exigir el ensayo de resistencia en cilindros curados bajo condiciones de campo, con el objeto de comprobar la bondad del curado y de la protección del concreto en la estructura.

C.5.6.3.2 - Los cilindros curados bajo condiciones de campo, deben someterse al procedimiento indicado en la norma NTC 550 (ASTM C31).

C.5.6.3.3 - Los cilindros que vayan a ser curados bajo condiciones de campo, se deben moldear al mismo tiempo y tomarse del mismo material que se emplee para moldear los cilindros curados en el laboratorio.

C.5.6.3.4 - Los procedimientos de protección y curado del concreto deben mejorarse cuando la resistencia de los cilindros curados bajo condiciones de campo, ensayados a la misma edad de determinación del f'_c, sea menor que el 85 por ciento de la resistencia de cilindros compañeros curados en el laboratorio. La limitación del 85 por ciento no hay necesidad de aplicarla si la resistencia de los cilindros curados bajo condiciones de campo excede f'_c en más de 3.5 MPa.

C.5.6.4 - INVESTIGACION DE LOS RESULTADOS BAJOS EN LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA

C.5.6.4.1 - Si cualquier ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) en cilindros curados en el laboratorio, resulta menor en 3.5 MPa que f'_c (véase C.5.6.2.3 (b)), o si los ensayos de cilindros curados bajo condiciones de campo indican deficiencias en la protección o el curado del concreto (véase C.5.6.3.4), deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se haya comprometido.

C.5.6.4.2 - En caso de confirmarse que el concreto es de baja resistencia, y si los cálculos indican que la capacidad de soportar carga de la estructura se ha reducido significativamente, se puede apelar al ensayo sobre núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la norma NTC 3658 (ASTM C42). En tal caso, deben tomarse tres núcleos por cada ensayo de resistencia que haya sido inferior en 3.5 MPa, o más, a f'_c.

C.5.6.4.3 - En caso de que el concreto de la estructura vaya a estar seco durante las condiciones de servicio, los núcleos deben secarse al aire (entre 15ºC y 30ºC de temperatura y humedad relativa menor del 60%), durante 7 días antes del ensayo, y deben probarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo durante las condiciones de servicio, los núcleos deben sumergirse en agua por lo menos durante 40 horas, y ensayarse húmedos.

C.5.6.4.4 - El concreto de la zona representada por los núcleos es estructuralmente adecuado, si el promedio de los 3 núcleos resulta por lo menos igual al 85% de f'_c, y si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 75% de f'_c. Para comprobar la precisión del ensayo, se pueden volver a tomar y ensayar núcleos en los lugares que presenten resultados dudosos.

C.5.6.4.5 - Si los criterios de C.5.6.4.4 no se cumplen, y si la seguridad estructural permanece en duda, el Supervisor Técnico puede ordenar que se hagan pruebas de carga como las descritas en el Capítulo C.19 - *Pruebas de carga*, para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra medida adecuada a las circunstancias.

C.5.7 - PREPARACION DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACION DEL CONCRETO

C.5.7.1 - Los preparativos anteriores a la colocación del concreto deben incluir los siguientes puntos:

(a) Todo el equipo para el mezclado y transporte del concreto debe estar limpio.

(b) Todos los residuos deben ser retirados de los lugares que ocupará el concreto.

(c) La parte interna de las formaletas debe estar adecuadamente protegida.

(d) Las unidades de mampostería que van a estar en contacto con el concreto, deben estar humedecidas.

(e) El refuerzo debe estar completamente libre de recubrimientos perjudiciales.

(f) El sitio de colocación del concreto debe estar libre de agua antes de depositar el concreto, excepto cuando se emplee un sistema de vaciado por medio de "tremie" u otro sistema aprobado por el Supervisor Técnico.

(g) Las superficies de concreto endurecido sobre las cuales se vaya a colocar concreto adicional, deben estar libres de lechada o de cualquier material perjudicial o deleznable.

C.5.8 - MEZCLADO DEL CONCRETO

C.5.8.1 - La duración del mezclado debe ser la necesaria para conseguir una mezcla íntima y homogénea de los distintos componentes; la mezcladora debe descargarse completamente antes de volverla a usar.

C.5.8.2 - El concreto premezclado debe cumplir con las normas NTC 3318 (ASTM C94) o NTC 4027 (ASTM C685).

C.5.8.3 - Para la preparación del concreto mezclado en obra, debe observarse lo siguiente:

(a) Los concretos deben prepararse en mezcladora y ésta debe ser aprobada por el Supervisor Técnico.

(b) La mezcladora debe ser operada a la velocidad recomendada por el fabricante.

(c) El mezclado debe continuarse por lo menos durante un minuto y medio después de que todos los materiales estén en la mezcladora, a menos que con un tiempo menor se cumplan los requisitos de uniformidad de la norma NTC 3318 (ASTM C94).

(d) El manejo de los materiales, su colocación en la mezcladora y el mezclado deben hacerse de acuerdo con los requisitos correspondientes de la norma NTC 3318 (ASTM C94).

(e) Debe mantenerse un registro detallado que permita identificar:
- El número de tandas de mezcla producidas.
- La dosificación de los materiales usados.
- Localización aproximada dentro de la estructura.
- Fecha y hora tanto del mezclado como de su colocación.

C.5.9 - TRANSPORTE DEL CONCRETO

C.5.9.1 - El transporte del concreto desde la mezcladora hasta el lugar final de colocación debe hacerse por procedimientos que eviten la segregación o pérdida de materiales.

C.5.9.2 - El equipo de transporte debe ser el adecuado para suministrar concreto al sitio de vaciado, sin segregación ni interrupciones excesivas que ocasionen pérdida de manejabilidad entre mezcladas sucesivas.

C.5.10 - COLOCACION DEL CONCRETO

C.5.10.1 - Para evitar la segregación debida a manipulación excesiva, el concreto debe ser colocado en un sitio tan próximo a su posición final como sea posible.

C.5.10.2 - La velocidad de colocación debe ser tal que permita al concreto permanecer en estado plástico y fluir fácilmente en los espacios entre las barras de refuerzo.

C.5.10.3 - El concreto que haya endurecido parcialmente o se encuentre contaminado por materiales extraños, no puede colocarse en la estructura.

C.5.10.4 - No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le adicione agua para mejorar su manejabilidad, ni el que haya sido mezclado nuevamente después de su fraguado inicial, excepto cuando lo permita el Supervisor Técnico.

C.5.10.5 - Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe efectuarse de una manera continua hasta que se haya colocado completamente el panel o sección, hasta sus límites o juntas de construcción predeterminadas, con excepción de lo especificado en C.6.4.

C.5.10.6 - La superficie superior de concreto sobre el cual se colocará más concreto debe ser dejada a nivel.

C.5.10.7 - Las juntas de construcción, cuando sean necesarias, deben realizarse de acuerdo con lo prescrito en C.6.4.

C.5.10.8 - Todo el concreto debe compactarse cuidadosamente durante su colocación, utilizando medios que permitan su adecuada colocación alrededor del refuerzo, de los elementos embebidos y de las esquinas de la formaleta.

C.5.10.9 - Cuando se trate de concreto masivo deben tomarse las precauciones apropiadas para evitar un aumento excesivo de la temperatura del concreto al fraguar.

C.5.11 - CURADO DEL CONCRETO

C.5.11.1 - El concreto, diferente del de alta resistencia temprana, debe mantenerse a una temperatura por encima de los 10°C y húmedo para permitir su hidratación, por lo menos durante los primeros 7 días contados a partir de su vaciado, excepto cuando se cure de acuerdo con C.5.11.3.

C.5.11.2 - El concreto de alta resistencia temprana debe mantenerse a una temperatura por encima de los 10°C y húmedo para permitir su hidratación, por lo menos durante los primeros 3 días contados a partir de su vaciado, excepto cuando se cure de acuerdo con C.5.11.3.

C.5.11.3 - **CURADO ACELERADO**

> **C.5.11.3.1** - Para acelerar el aumento de resistencia y reducir el tiempo de fraguado, puede emplearse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o cualquier otro proceso previamente aprobado por el Supervisor Técnico.
>
> **C.5.11.3.2** - El curado acelerado debe proporcionar, en la etapa de carga bajo consideración, una resistencia del concreto a la compresión, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida para la misma etapa de carga.
>
> **C.5.11.3.3** - El proceso de curado acelerado debe proporcionarle al concreto una durabilidad al menos equivalente a la esperada utilizando los métodos de curado dados en C.5.11.1 ó C.5.11.2.

C.5.11.4 - Cuando lo requiera el Supervisor Técnico, deben realizarse ensayos de resistencia adicionales, de acuerdo con C.5.6.3, con el fin de confirmar que el curado es satisfactorio.

C.5.12 - REQUISITOS PARA CLIMA FRIO

C.5.12.1 - En zonas sometidas a temperaturas muy bajas, menores de 5ºC, es necesario tener el equipo adecuado para calentar los materiales utilizados en la elaboración del concreto y para protegerlo de riesgos de congelación.

C.5.12.2 - Los materiales constituyentes del concreto, el refuerzo, la formaleta, los rellenos y el suelo, que van a estar en contacto con el concreto, deben estar libres de escarcha.

C.5.12.3 - No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

C.5.13 - REQUISITOS PARA CLIMA CALIDO

C.5.13.1 - En clima cálido, donde se presenten temperaturas superiores a los 25ºC, es necesario dar atención adecuada a los materiales, a los métodos de producción, manipulación, al vaciado, a la protección y al curado, para evitar temperaturas excesivas en el concreto o la correspondiente evaporación de agua, que pudieran perjudicar la resistencia requerida o las condiciones de servicio del elemento o estructura.

■

CAPITULO C.6
FORMALETAS, TUBERIAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

C.6.1 - DISEÑO DE LAS FORMALETAS

C.6.1.1 - El objeto de las formaletas, cimbras, o encofrados; es obtener una estructura que se ciña a las formas, líneas, ejes y dimensiones de los elementos, tal como se requiere en los planos de diseño y en las especificaciones.

C.6.1.2 - Las formaletas deben ser fuertes y lo suficientemente ajustadas para impedir que se escape el mortero.

C.6.1.3 - Las formaletas deben estar adecuadamente arriostradas o amarradas para mantener su posición y su forma.

C.6.1.4 - Las formaletas y sus apoyos deben diseñarse de modo que no dañen la estructura previamente vaciada o de apoyo.

C.6.1.5 - El diseño de las formaletas debe incluir la consideración de los siguientes factores:

(a) Velocidad y método de colocación del concreto.

(b) Cargas de construcción, incluyendo las cargas verticales, horizontales y de impacto.

(c) Requisitos de formaletas especiales para la construcción de cascarones, losas plegadas, cúpulas, concreto arquitectónico o elementos similares.

C.6.1.6 - Las formaletas para elementos de concreto preesforzado, deben diseñarse y construirse de modo que permitan el movimiento del elemento durante la aplicación de la fuerza de preesfuerzo sin que éste sufra daño.

C.6.2 - REMOCION DE FORMALETAS Y CIMBRAS, Y RECIMBRADO

C.6.2.1 - REMOCION DE LAS FORMALETAS - Las formaletas y testeros, deben retirarse de tal manera que no afecten la seguridad ni el funcionamiento futuro de la estructura. El concreto que se expone al retirar la formaleta debe tener suficiente resistencia para que no se vea afectado por ello.

C.6.2.2 - REMOCION DE LA CIMBRA Y RECIMBRADO - Los requisitos de C.6.2.2.1 a C.6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas, excepto cuando se vacíen contra el suelo.

C.6.2.2.1 - Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor de la estructura debe definir un procedimiento y una programación para la instalación y remoción de la cimbra y las operaciones de recimbrado, cuando éstas se utilicen. Así mismo debe establecer las fuerzas que se transfieren a la estructura debido a estos procesos.

(a) Los análisis estructurales y los datos de las resistencias del concreto utilizadas en el planeamiento e implementación de la remoción de las formaletas y cimbras, deben ser entregados al Supervisor Técnico cuando éste lo solicite.

(b) Solamente cuando la estructura en su estado de avance, en conjunto con las formaletas y cimbras que se dejen, tenga suficiente resistencia para soportar adecuadamente su peso y las cargas existentes, puede removerse la cimbra de cualquier porción de la estructura.

(c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas existentes, la resistencia de la formaleta y cimbra y los datos de la resistencia del concreto. La resistencia del concreto se debe basar en el ensayo de muestras curadas en el campo, o cuando lo apruebe el Supervisor Técnico con base en otros procedimientos para determinar la resistencia del concreto.

C.6.2.2.2 - No se pueden soportar en la estructura sin cimbra cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas.

C.6.2.2.3 - Los apoyos de formaletas para elementos de concreto preesforzado, pueden removerse cuando se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento preesforzado soporte su carga muerta y las cargas de construcción previstas.

C.6.3 - CONDUCTOS Y TUBERIAS EMBEBIDAS EN EL CONCRETO

C.6.3.1 - Pueden embeberse conductos, tuberías y camisas de cualquier material que no produzca efectos nocivos al concreto, dentro de las limitaciones descritas en esta sección C.6.3, con la aprobación del Ingeniero Diseñador y el Supervisor Técnico, siempre y cuando se considere que no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado.

C.6.3.1.1 - En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) no se permite embeber conductos, tuberías o camisas de cualquier material en los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

C.6.3.2 - No se pueden embeber conductos y tuberías de aluminio en el concreto estructural a menos que estén convenientemente revestidos o cubiertos, para prevenir la reacción aluminio-concreto o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

C.6.3.3 - Los conductos, tuberías y camisas que atraviesan una losa, muro o viga, no deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

C.6.3.4 - Los conductos y tuberías, incluyendo sus acoples, que estén embebidos dentro de una columna, no pueden desplazar más del 4% del área de la sección transversal sobre la cual se haya calculado la resistencia, o de la que se requiera para protección contra el fuego.

C.6.3.5 - Excepto cuando los planos de conductos y tuberías son aprobados por el Ingeniero Diseñador, los conductos y tuberías embebidas dentro de una losa, muro o viga (fuera de los que simplemente los atraviesan), deben cumplir los siguientes requisitos

C.6.3.5.1 - Su dimensión externa no puede ser mayor de 1/3 del espesor total de la losa, muro o viga dentro de los cuales estén embebidos.

C.6.3.5.2 - Su separación, medida centro a centro, no puede ser menor de 3 diámetros o anchos medidos centro a centro.

C.6.3.5.3 - No deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

C.6.3.6 - Puede considerarse que los conductos, tuberías y camisas reemplazan estructuralmente al concreto desplazado sometido a compresión si:

C.6.3.6.1 - No están expuestos a la oxidación u otro tipo de deterioro.

C.6.3.6.2 - Son de hierro o acero, del tipo no revestidos o galvanizados, y cuyo espesor es mayor o igual al de calibre normal 40 para tuberías de acero.

C.6.3.6.3 - Tienen un diámetro interno nominal no mayor de 50 mm, y están separados a no menos de 3 diámetros medidos centro a centro.

C.6.3.7 - Además de los anteriores requisitos, las tuberías que contengan líquidos, gases o vapor, pueden embeberse en concreto estructural diseñándolas de tal forma que resistan los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

C.6.3.8 - No debe conducirse por las tuberías ningún líquido, gas o vapor, hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño, excepto agua que no sobrepase los 32ºC y los 0.35 MPa de presión.

C.6.3.9 - En las losas macizas, las tuberías deben colocarse entre el refuerzo superior y el inferior, a menos que sean para calefacción por radiación.

C.6.3.10 - El recubrimiento de concreto para las tuberías y acoples, no debe ser menor de 38 mm para concreto en contacto con el suelo o a la intemperie, ni menor de 19 mm para concreto que no vaya a estar expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.

C.6.3.11 - Debe colocarse refuerzo con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección del concreto en sentido perpendicular a la tubería.

C.6.3.12 - Las tuberías deben fabricarse e instalarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su localización correcta.

C.6.4 - JUNTAS DE CONSTRUCCION

C.6.4.1 - Donde vaya a hacerse una junta de construcción, debe limpiarse completamente la superficie del concreto y removerse toda lechada y agua estancada.

C.6.4.2 - Todas las juntas verticales de construcción deben humedecerse inmediatamente antes de una nueva colocación de concreto.

C.6.4.3 - Las juntas de construcción deben hacerse y localizarse de tal manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse precauciones para lograr la transferencia de cortante y otras fuerzas a través de las juntas de construcción. (Véase C.11.7.9)

C.6.4.4 - Las juntas de construcción en las losas, deben localizarse en el tercio central de las luces de las losas, vigas o vigas principales a menos que una viga intersecte una viga principal en su parte central, en cuyo caso las juntas en las vigas principales deben desplazarse una distancia igual al doble del ancho de la viga que la intersecte.

C.6.4.5 - Las vigas, vigas principales o losas apoyadas en columnas o muros, no deben vaciarse o colocarse, cuando sean prefabricadas; antes de que el concreto de los elementos de apoyo verticales haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

C.6.4.6 - Las vigas, vigas principales, capiteles de columnas y cartelas, deben considerarse como parte del sistema de losas y deben vaciarse monolíticamente con las mismas, amenos que en los planos se indique la forma de hacerlo adecuadamente. En ningún caso puede suspenderse el vaciado al nivel del refuerzo longitudinal.

C.6.4.7 - En las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) deben cumplirse los requisitos adicionales del Capítulo C.21. (Véase C.21.6.6).

CAPITULO C.7
DETALLES DEL REFUERZO

C.7.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{d}$ = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo de tracción, expresada en mm.
$\mathbf{d_b}$ = diámetro nominal de la barra, alambre o torón de preesfuerzo, expresada en mm.
$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero, expresada en MPa.

C.7.1 - GANCHO ESTANDAR

C.7.1.1 - El término "gancho estándar", tal como se usa en el Título C de este Reglamento significa:

C.7.1.1.1 - Un doblez de 180º más una extensión recta de longitud mínima igual a $\mathbf{4d_b}$, pero no menor de 60 mm en el extremo de la barra.

C.7.1.1.2 - Un doblez de 90º más una extensión de longitud mínima igual a $\mathbf{12d_b}$ en el extremo de la barra.

C.7.1.1.3 - Para estribos solamente:

(a) un doblez a 90º con una extensión recta de longitud mínima igual a $\mathbf{6d_b}$ en el extremo libre de la barra cuando se trate de barras Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm), o menores;

(b) un doblez a 90º con una extensión recta de longitud mínima igual a $\mathbf{12d_b}$ en el extremo libre de la barra cuando se trate de barras Nº 6 (3/4") y 18M (18 mm), a Nº 8 (1") y 25M (25 mm); y

(c) para barras Nº 8 (1") y 25M (25 mm), y menores, con ganchos de 135º, la longitud mínima de la parte recta en el extremo libre es $\mathbf{6d_b}$

C.7.1.2 - En los estribos de confinamiento requeridos en el Capítulo C.21 en estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*), para construcción sismo resistente, deben emplearse ganchos sísmicos con un doblez de 135º o más, con una extensión de $\mathbf{6d_b}$ pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento. En los estribos suplementarios el doblez en los extremos debe ser un gancho sísmico de 135º, o más, con una extensión de $\mathbf{6d_b}$, pero no menor de 75 mm, y se permite que en uno de los extremos se utilice un gancho de 90º, o más, con una extensión de $\mathbf{6d_b}$.

C.7.2 - DIAMETROS MINIMOS DE DOBLAMIENTO

C.7.2.1 - El diámetro interior para el doblamiento de las barras del refuerzo principal, no debe ser menor que los valores mínimos dados en la tabla C.7-1.

C.7.2.2 - El diámetro interior de doblamiento de estribos de barra Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm) o menor, no debe ser menos de $\mathbf{4d_b}$, y para barras mayores a la Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm), se deben cumplir los diámetros mínimos indicados en la tabla C.7-1.

TABLA C.7-1
DIAMETROS MINIMOS DE DOBLAMIENTO

Barra	Diámetro mínimo de doblamiento
Nº 2 (1/4”) a Nº 8 (1”) 6M (6 mm) a 25M (25 mm)	**6 d_b**
Nº 9 (1-1/8”) a Nº 11(1-3/8”) 32M (32 mm)	**8 d_b**
Nº 14 (1-3/4”) y Nº 18 (2-1/4”) 45M (45 mm) y 55M (55 mm)	**10 d_b**

C.7.2.4 - Los diámetros internos de doblamiento para malla de alambre electro-soldada que se utilice como estribos o flejes no deben ser menores que **$4d_b$** para alambre corrugado de diámetro mayor de 7 mm y **$2d_b$** para los otros alambres. No deben hacerse dobleces con diámetros menores de **$8d_b$** a distancias menores de **$4d_b$** de la intersección electro-soldada más cercana.

C.7.3 - CONDICIONES PARA EL DOBLAMIENTO

C.7.3.1 - Todos los dobleces y ganchos deben hacerse en frío, a menos que el Ingeniero Diseñador o el Supervisor Técnico permitan lo contrario.

C.7.3.2 - Las barras deben tener las dimensiones indicadas en los planos y en esa forma deben colocarse dentro de las formaletas. Las barras que ya estén parcialmente embebidas dentro del concreto no pueden doblarse o desdoblarse en el sitio, a menos que el Ingeniero Diseñador o el Supervisor Técnico lo permitan.

C.7.4 - LIMPIEZA DEL REFUERZO

C.7.4.1 - En el momento en que el concreto vaya a ser colocado, el refuerzo debe estar libre de barro, aceite o cualquier otra substancia no metálica que pueda disminuir la adherencia entre el acero y el concreto. Se permiten barras con recubrimiento epóxico que cumpla las normas técnicas mencionadas en C.3.5.

C.7.4.2 - El refuerzo de acero, excepto cables para preesforzado, con óxido, escamas de laminación o combinación de ambos, puede considerarse satisfactorio, siempre y cuando las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes de corrugado) y el peso, de una muestra limpiada con cepillo de acero de mano, no sean menores que las indicadas en las normas NTC del ICONTEC y ASTM apropiadas.

C.7.4.3 - Los cables para preesforzado deben estar limpios y libres de aceite, mugre, picaduras, escamas y óxido excesivo. Se puede aceptar una ligera capa de óxido.

C.7.5 - COLOCACION DEL REFUERZO

C.7.5.1 - El acero de refuerzo, el acero de preesfuerzo y sus ductos, debe colocarse y apoyarse cuidadosamente de acuerdo con las medidas indicadas en los planos y las tolerancias que se indican en la tabla C.7-2; además, debe asegurarse adecuadamente para evitar que se mueva al colocar o vibrar el concreto.

C.7.5.2 - La variación de la altura útil **d** o del recubrimiento no debe exceder las tolerancias que se dan en la tabla C.7-2.

TABLA C.7-2
TOLERANCIAS EN ALTURA UTIL Y RECUBRIMIENTO

Altura útil, **d**, mm	Tolerancia en altura útil, **d** mm	Tolerancia en recubrimiento, mm
$d \leq 200$ mm	**$\pm$ 10** mm	**-10** mm
$d > 200$ mm	**$\pm$ 12** mm	**-12** mm

Además la tolerancia para la distancia libre a la parte inferior de elementos construidos con cimbra debe ser menos 6 mm y la tolerancia para recubrimiento no debe exceder de menos 1/3 del recubrimiento mínimo requerido en los planos y especificaciones.

C.7.5.3 - La tolerancia en la localización de puntos de doblez y extremos de barras de refuerzo, debe ser ±50 mm, excepto en los apoyos terminales de vigas, en los cuales no debe ser mayor de ±12 mm.

C.7.5.4 - No se permiten soldaduras en los puntos de intersección de barras que se cruzan para ensamblar el refuerzo, a menos que sean autorizadas por el Ingeniero Diseñador, o el Supervisor Técnico.

C.7.5.5 - En losas macizas cuya luz libre no exceda de 3 metros puede colocarse una sola malla electrosoldada (con alambres de diámetro máximo de 6.5 mm) como refuerzo negativo y positivo a la vez, siempre y cuando este refuerzo sea continuo a través de los apoyos o esté debidamente anclado en ellos. La malla debe estar cerca de la parte superior de la losa sobre los apoyos y cerca a la parte inferior en los centros de las luces.

C.7.5.6 - Para la colocación de acero preesforzado, en pretensado y en postensado, debe consultarse además el Capítulo C.18.

C.7.6 - SEPARACION ENTRE BARRAS

C.7.6.1 - La distancia libre entre barras paralelas colocadas en una fila (o capa), no debe ser menor que el diámetro $\mathbf{d_b}$ de la barra, no menor de 25 mm ni menor de 1.33 veces el tamaño del agregado grueso (Véase C.3.3.3).

C.7.6.2 - Cuando se coloquen dos o más filas (o capas) de barras, las barras superiores deben colocarse directamente encima de las inferiores, y la separación libre entre filas no debe ser menor de 25 mm.

C.7.6.3 - En columnas con estribos o refuerzos en espiral, la distancia libre entre barras longitudinales debe ser mayor o igual a $\mathbf{1.5d_b}$, 40 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. (Véase C.3.3.3).

C.7.6.4 - La especificación de distancia libre entre barras, debe cumplirse también en la separación libre entre un empalme por traslapo y otros empalmes u otras barras.

C.7.6.5 - En losas macizas y muros, las barras de refuerzo a flexión deben tener una separación máxima de 3 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm, excepto en las secciones críticas de losas en dos direcciones, donde no debe exceder 2 veces el espesor de la losa (véase C.13.5.2). Cuando se trate de refuerzo de temperatura la separación debe ser menor de 5 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 500 mm.

C.7.6.6 - BARRAS EN PAQUETES - En los paquetes de barras paralelas que se pongan en contacto para que actúen como una unidad, deben cumplirse los siguientes requisitos:

C.7.6.6.1 - Debe limitarse a 4 el número de barras por paquete.

C.7.6.6.2 - Todo paquete de barras debe quedar localizado en una esquina de estribo o en el extremo de un estribo suplementario.

C.7.6.6.3 - No pueden usarse barras de diámetro mayor de Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm) en paquetes de barras para vigas.

C.7.6.6.4 - El diámetro equivalente de un paquete, para efectos de las normas de separación y recubrimiento, debe ser el que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete.

C.7.6.6.5 - En un paquete, las barras individuales que terminen dentro de la luz de los elementos a flexión, deben suspenderse en puntos diferentes con una separación, al menos, de $\mathbf{40d_b}$.

C.7.6.6.6 - En las columnas de estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) como las define el Capítulo C.21, el número de barras en paquete se limita a dos.

C.7.6.7 - CABLES Y DUCTOS PARA PREESFORZADO - En cables y ductos para preesforzado deben cumplirse los siguientes requisitos:

C.7.6.7.1 - ***Aceros pretensados*** - La distancia libre entre alambres, barras o cables, medida en los extremos de un elemento, no debe ser menor de $4d_b$ para alambres, ni de $3d_b$ para torones. En la porción media de la luz, se permite una separación menor y el agrupamiento de torones.

C.7.6.7.2 - ***Aceros postensados*** - Los ductos de postensado adherido deben ser corrugados. Los ductos para colocar el acero de tensionamiento se pueden agrupar si se demuestra que no se dificulta la colocación del concreto. A cada lado del conjunto debe dejarse un espacio suficiente para que pueda introducirse un vibrador normal interno. Esta agrupación debe limitarse a dos ductos en contacto lateral y a no más de cuatro en conjunto. Además, deben tomarse medidas preventivas para evitar la rotura del acero a través del ducto cuando se tensiona el refuerzo.

Las distancias libres entre ducto o grupos de ductos en contacto, o entre estos ductos y las demás armaduras, deben ser al menos:

(a) En la dirección vertical la dimensión vertical del ducto o grupo de ductos, pero no menos de 1.33 veces el tamaño del agregado grueso.

(b) En la dirección horizontal, para ductos aislados la dimensión horizontal del ducto, para grupos de ductos en contacto, 1.6 veces la mayor de las dimensiones de las vainas individuales que forman el grupo, pero en ninguno de los dos casos menos de 1.33 veces el tamaño del agregado grueso.

(c) No se permiten ductos en contacto en dirección horizontal cuando éstos describen curvas horizontales.

C.7.7 - RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO

C.7.7.1 - CONCRETO VACIADO EN SITIO (NO PREESFORZADO*)* - Las barras del refuerzo deben tener los recubrimientos mínimos dados a continuación. En ambientes agresivos deben utilizarse recubrimientos mayores que los mencionados, los cuales dependen de las condiciones de exposición.

	Recubrimiento mínimo
(a) Concreto colocado directamente sobre el suelo y en contacto permanente con la tierra	**70** mm
(b) Concreto expuesto a la intemperie o en contacto con suelo de relleno:	
Barras Nº 6 (3/4") y 18M (18 mm) a Nº 18 (2-1/4") y 55M (55 mm)	**50** mm
Barras Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm) y menores	**40** mm
(c) Concreto no expuesto a la intemperie, ni en contacto con la tierra:	
Todos los tipos de refuerzo en losas, muros y viguetas:	
Barras Nº 14 (1-3/4"), 45M (45 mm), Nº 18 (2-1/4") y 55M (55 mm)	**40** mm
Barras Nº 11 (1-3/8") y 32M (32 mm) y menores	**20** mm
En vigas y columnas:	
Refuerzo principal	**40** mm
Estribos y espirales	**30** mm
En cascarones y losas plegadas	
Barras Nº 6 (3/4") y 18M (18 mm) y mayores	**20** mm
Barras Nº 5 (5/8") y 16M (16 mm) y menores	**15** mm

C.7.7.2 - ELEMENTOS PREFABRICADOS CONSTRUIDOS EN PLANTA - En elementos prefabricados las barras de refuerzo deben tener los siguientes recubrimientos mínimos:

Recubrimiento mínimo

(a) Concreto expuesto a la intemperie o en contacto con la tierra:

En paneles de muros
Barras Nº 11 (1-3/8") y 32M (32 mm) y menores ..... **20** mm
Barras Nº 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y
Nº 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)..... **40** mm

En otros elementos
Barras Nº 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores ..... **30** mm
Barras Nº 6 (3/4") 18M (18 mm) a
Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm)..... **40** mm
Barras Nº 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y
Nº 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)..... **50** mm

(b) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con la tierra:

En losas, muros y viguetas
Barras Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm) y menores ..... **15** mm
Barras Nº 14 (1-3/4"), 45M (45 mm),
Nº 18 (2-1/4") y 55M (55 mm)..... **30** mm

En vigas y columnas:
Estribos, Flejes y Espirales ..... **10** mm
Refuerzo principal ..... $\mathbf{d_b}$, pero no menor de **15** mm, ni hay necesidad de exceder **40** mm

En cascarones y placas plegadas
Barras Nº 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores ..... **10** mm
Barras Nº 6 (3/4") ó 18M (18 mm) y mayores ..... **15** mm

C.7.7.3 - CONCRETO PREESFORZADO - Deben cumplirse los siguientes recubrimientos mínimos para las armaduras preesforzadas y no preesforzadas, ductos y anclajes, excepto lo indicado C.7.7.3.1 y C.7.7.3.2:

Recubrimiento mínimo

(a) Concreto vaciado contra la tierra y permanentemente expuesto a ella ..... **70** mm

(b) Concreto expuesto a la tierra o a la intemperie:

Muros, paneles, losas y viguetas ..... **30** mm

Otros elementos ..... **40** mm

(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con la tierra:

Losas, muros y viguetas ..... **20** mm

Vigas y columnas:
Refuerzo principal ..... **40** mm
Estribos, flejes y espirales ..... **20** mm

Cascarones y losas plegadas
Barras Nº 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores ..... **10** mm
Otros refuerzos ..... $\mathbf{d_b}$, pero no menos de **20** mm

C.7.7.3.1 - En miembros de concreto preesforzado, expuesto a la tierra, la intemperie o ambientes corrosivos, y en que el esfuerzo permisible de tracción, dado en C.18.4.2 (b) es excedido, el recubrimiento mínimo debe aumentarse en un 50%.

C.7.7.3.2 - Para miembros de concreto preesforzado fabricados bajo condiciones de control de calidad en planta, los recubrimientos mínimos para el refuerzo no preesforzado deben ser los mismos que requiere C.7.7.2.

C.7.7.4 - **BARRAS EN PAQUETES** - Para barras en paquetes el recubrimiento mínimo de concreto debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, sin necesidad de ser mayor de 50 mm, excepto para el concreto vaciado contra la tierra y permanentemente expuesto a ella, cuyo recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm.

C.7.7.5 - AMBIENTES CORROSIVOS - En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, la protección de concreto debe aumentarse convenientemente para lo cual debe tenerse en cuenta la impermeabilidad del concreto; de lo contrario debe proporcionarse otro tipo de protección.

C.7.7.6 - REFUERZO EN ESPERA - El refuerzo expuesto, los aditamentos y las platinas que sean conexiones en espera de una futura continuación de la construcción, deben protegerse de la corrosión.

C.7.7.7 - PROTECCION CONTRA EL FUEGO - Cuando a juicio del Ingeniero Diseñador, el Supervisor Técnico o por solicitud del propietario, se requieran recubrimientos mayores de los indicados en C.7.7, para protección contra el fuego, deben utilizarse los recubrimientos contra el fuego que determine el Ingeniero Diseñador. Además, deben cumplirse los requisitos del Titulo J de este Reglamento.

C.7.7.8 - CONCRETO ABUZARDADO - En los elementos de concreto cuya superficie exterior se pica o abuzarda por razones estéticas, los recubrimientos dados en esta sección deben aumentarse en 10 mm en aquellas caras que se piquen.

C.7.8 - DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO DE COLUMNAS

C.7.8.1 - DOBLAMIENTO DE BARRAS EN LOS CAMBIOS DE SECCION - Los cambios de sección de las columnas deben hacerse siempre en las losas de entrepiso. En un cambio de sección, las barras que pasen del piso inferior al piso superior deben doblarse de modo que la reducción tenga como máximo una inclinación de 1 a 6 con respecto al eje de la columna, y las porciones de la barra localizadas encima y debajo de la reducción deben ser paralelas al eje de la columna.

C.7.8.1.1 - Las barras dobladas para un cambio de sección, deben doblarse antes de ser colocadas en su posición. No se permite hacer doblamientos en barras que ya estén parcialmente embebidas en el concreto endurecido, a menos que el Ingeniero Diseñador o el Supervisor Técnico lo permitan. (Véase C.7.3).

C.7.8.1.2 - El soporte horizontal del acero longitudinal en el doblez debe ser provisto por medio de estribos o espirales. El soporte horizontal debe diseñarse para que resista 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra que se dobla. Los estribos o la espiral deben colocarse a una distancia menor de 150 mm del doblez. Este refuerzo es adicional al requerido por consideraciones sísmicas.

C.7.8.1.3 - Cuando se disminuya el ancho de una columna de manera que una de sus caras quede a 80 mm o más de la correspondiente en la columna del piso inferior, no pueden doblarse las barras longitudinales para adaptarse a la reducción y es necesario emplear barras adicionales de empalme, traslapadas por contacto con las barras longitudinales adyacentes a las caras desplazadas de la columna. Los traslapos deben cumplir con los requisitos de C.12.17.

C.7.8.2 - NUCLEOS DE ACERO ESTRUCTURAL - La transferencia de las cargas que llevan los núcleos de acero estructural en construcción compuesta, debe seguir los siguientes requisitos:

C.7.8.2.1 - Los extremos de los núcleos de acero estructural deben estar terminados con suficiente precisión para que haya un contacto adecuado en los empalmes y un alineamiento que permita un contacto concéntrico entre núcleos.

C.7.8.2.2 - En los puntos terminales del núcleo de acero estructural debe considerarse que solo el 50 por ciento de los esfuerzos totales de compresión son transferidos por contacto.

C.7.8.2.3 - La transferencia de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata o elemento de cimentación debe diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.15.8.

C.7.8.2.4 - La base del elemento de acero estructural debe diseñarse para que sea capaz de transferir a la zapata o elemento de fundación la totalidad de la carga que lleva todo el elemento compuesto, o bien la base se diseña para que sea capaz de transferir solo la carga que lleva el núcleo de acero estructural, pero debe proveerse una sección de concreto generosa para que transfiera la carga que proviene de la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y el refuerzo.

C.7.9 - DETALLES ESPECIALES EN LOS NUDOS

C.7.9.1. En los nudos de un pórtico (puntos de enlace de vigas y columnas), debe confinarse el concreto mediante la colocación de estribos adicionales, con el fin de garantizar la eficiencia de los empalmes del refuerzo, del refuerzo que continúa y el anclaje del refuerzo que termina en el nudo. Véase C.11.11.

C.7.9.2 - El confinamiento en los nudos puede consistir en concreto externo o estribos internos cerrados o espirales.

C.7.9.3 - En estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) para construcción sismo resistente deben cumplirse los requisitos para nudos dados en el Capítulo C.21.

C.7.10 - REFUERZO TRANSVERSAL PARA MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION

C.7.10.1 - El refuerzo transversal en los miembros sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de C.7.10.2 y C.7.10.3 y cuando se requiera por cortante o torsión debe cumplir los requisitos del Capítulo C.11.

C.7.10.1.1 - El refuerzo transversal para miembros compuestos sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de C.10.14.

C.7.10.1.2 - El refuerzo transversal de tendones de preesfuerzo debe cumplir los requisitos de C.18.11.

C.7.10.2 - ESPIRALES - El refuerzo en espiral para miembros a compresión debe cumplir C.10.9.3 y los requisitos siguientes:

(a) Las espirales deben consistir en barras continuas espaciadas uniformemente que pueden manejarse y colocarse sin distorsión de sus dimensiones.

(b) Para construcción en el sitio las espirales deben estar conformados por barras de diámetro mayor o igual al Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm).

(c) El espaciamiento entre espirales no debe exceder 80 mm ni ser menor de 25 mm. Debe cumplirse además con los requisitos de C.3.3.3.

(d) La espiral debe anclarse por medio de 1.5 vueltas adicionales en cada extremo de la unidad de espiral.

(e) Los empalmes del refuerzo en espiral deben ser: empalmes por traslapo de $48d_b$ para barras corrugadas, empalmes por traslapo de $72d_b$ para barras lisas o barras con recubrimiento epóxico, o bien empalmes mecánicos o soldados.

(f) La espiral debe ir desde la parte superior de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo inferior más bajo de los elementos que la columna soporte en el siguiente nivel.

(g) En situaciones donde a una o más de las caras de la columna no llegan vigas, o ménsulas, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o panel descolgado (ábaco).

(h) En columnas con capitel, la espiral debe llevarse hasta el punto donde el diámetro o ancho del capitel es el doble del de la columna.

(i) Las espirales deben mantenerse firmemente en su lugar y totalmente alineadas por medio de espaciadores verticales.

C.7.10.2.1 - En estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) para construcción sismo resistente, deben cumplirse además los requisitos dados en el Capítulo C.21.

C.7.10.3 - ESTRIBOS - Los estribos o flejes en miembros sometidos a compresión deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Todas las barras no preesforzadas, deben estar rodeadas por estribos al menos de barra Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) cuando las barras longitudinales sean menores al Nº 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm), y al menos Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) cuando se trate de barras longitudinales mayores o iguales al Nº 11 (1-5/8") ó 35M (35 mm) o de paquetes de barras. En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*) se permiten estribos de barra Nº 2 (1/4") ó 6M(6 mm) cuando las columnas soportan únicamente uno o dos pisos.

(b) El espaciamiento vertical entre estribos no debe exceder $\mathbf{16d_b}$ de barra longitudinal, $\mathbf{48d_b}$ de barra de estribo, o la menor dimensión de la sección de la columna. En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) utilizadas en construcción sismo resistente, deben cumplirse los requisitos adicionales del Capítulo C.21.

(c) Los estribos deben disponerse de tal manera que toda barra longitudinal de esquina, y una de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo, la cual no debe tener un ángulo mayor de 135º. Ninguna barra debe estar localizada en la sección a mas de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente. Cuando las barras estén localizadas a lo largo del perímetro de un círculo, puede utilizarse un estribo completamente circular.

(d) El primer estribo del tramo de columna debe localizarse verticalmente a menos de medio espaciamiento de estribo medido a partir de la parte superior de la zapata o losa de cualquier piso y en la parte superior de la columna a no más de medio espaciamiento de estribo medido a partir del plano de refuerzo horizontal en la losa que esté localizado más abajo.

(e) Cuando lleguen vigas o haya ménsulas en las cuatro caras de la columna, los estribos pueden suspenderse 80 mm por debajo del plano del refuerzo inferior de la viga o ménsula de menor altura.

(f) Los estribos deben continuarse dentro del nudo cuando así lo exija C.11.11 o el Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) respectivamente.

C.7.11 - REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS

C.7.11.1 - El refuerzo transversal en vigas y elementos sometidos a flexión debe cumplir además de los requisitos dados en esta sección, los requisitos por cortante y torsión que se dan el Capítulo C.11 de este Reglamento.

C.7.11.2 - El refuerzo a compresión en elementos sometidos a flexión, debe asegurarse mediante estribos que cumplan lo especificado en el literal (c) de C.7.10.3, colocándolos en toda la longitud en que se necesita el refuerzo a compresión.

C.7.11.3 - En los elementos sometidos a flexión y que además estén solicitados por esfuerzos alternantes o por torsión, los estribos deben ser cerrados o refuerzo en espiral.

C.7.11.4 - Los estribos en vigas de elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos adicionales que se dan en el Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) y especial (*DES*).

C.7.12 - REFUERZO PARA RETRACCION DE FRAGUADO Y VARIACION DE TEMPERATURA

C.7.12.1 - En losas macizas reforzadas en una dirección debe colocarse un refuerzo secundario para efectos de retracción de fraguado y temperatura, en la dirección perpendicular al refuerzo principal. La relación de área de refuerzo a área bruta de concreto debe tener, como mínimo, uno de los siguientes valores, los cuales son aplicables cuando la losa puede expandirse o contraerse libremente, o cuando se admite que se presente fisuración sin ningún control especial, o cuando el control de fisuración es innecesario:

Para barras lisas, o corrugadas, con resistencia a la fluencia
$\mathbf{f_y}$ menor o igual a 350 MPa **0.0020**

Para barras corrugadas con $\mathbf{f_y}$ igual a 420 MPa,
o mallas electrosoldada de alambre liso o corrugado **0.0018**

Para refuerzo con un punto de fluencia $\mathbf{f_y}$ mayor de
420 MPa, correspondiente a una
deformación unitaria de fluencia de 0.35% ..... $\mathbf{(0.0018 \times 420)/f_y}$ (MPa)
pero no menor de **0.0014**

Este refuerzo debe tener una separación máxima no mayor de 5 veces el espesor de la losa o 500 mm, la que sea menor.

Cuando la losa esté restringida, o no pueda expandirse o contraerse libremente, o cuando se desee controlar la fisuración, las cuantías mínimas anteriores deben multiplicarse por los siguientes factores:

(a) para concreto expuesto a la intemperie **1.5**

(b) para concreto que no esté expuesto a la intemperie **1.25**

C.7.12.2 - En losas aligeradas, el refuerzo para efectos de retracción y temperatura, colocado perpendicularmente a la dirección de las viguetas, debe tener las mismas cuantías especificadas anteriormente con relación a la plaqueta superior y a la plaqueta inferior, independientemente.

C.7.12.3 - En todas las secciones donde se necesite refuerzo de retracción y temperatura, este refuerzo debe estar debidamente anclado para desarrollar la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ en tracción de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.12 de este Reglamento.

C.7.12.4 - El refuerzo de retracción y temperatura puede sustituirse por refuerzo preesforzado que cumpla los requisitos de C.3.5.6. Este refuerzo debe producir un esfuerzo mínimo promedio de compresión de 0.7 MPa en la sección bruta de concreto. Este esfuerzo debe calcularse después de las pérdidas de acuerdo con C.18.6. El máximo espaciamiento de los tendones no debe exceder 1.80 m. Cuando el espaciamiento exceda 1.40 m debe colocarse refuerzo no preesforzado en una cantidad igual a la pedida por C.7.12.1 entre los tendones en los bordes de la losa. Este último refuerzo debe llevarse por una distancia igual al espaciamiento de los tendones medida a partir del borde de la losa

C.7.13 - REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

C.7.13.1 - Los diferentes elementos de la estructura deben estar adecuadamente amarrados entre sí para mejorar la integridad total de la estructura, por medio de detalles del refuerzo y conexiones. Para construcción prefabricada deben cumplirse los requisitos del Capítulo C.16.

C.7.13.2 - Para construcción vaciada en el sitio, los siguientes constituyen requisitos mínimos para obtener la integridad estructural requerida:

C.7.13.2.1 - En construcción con viguetas, por lo menos una barra inferior debe ser continua, o debe empalmarse en el apoyo utilizando un empalme por traslapo en tracción Tipo A, y cuando se trate del apoyo final, debe terminarse en un gancho estándar.

C.7.13.2.2 - Las vigas del perímetro de la estructura deben tener refuerzo continuo a todo lo largo. Este refuerzo debe estar rodeado por estribos cerrados. Este refuerzo continuo debe ser al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momentos negativos en el apoyo y al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en los centros de las luces. La continuidad requerida puede darse con refuerzo superior empalmado en los centros de las luces y con refuerzo inferior empalmado en o cerca de los apoyos. Estos empalmes deben ser traslapos en tracción Tipo A. No hay necesidad de extender los estribos cerrados dentro de los nudos o apoyos.

C.7.13.2.3 - En las vigas diferentes a vigas del perímetro, cuando no se dispongan estribos cerrados, al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en el centro de la luz debe ser continuo o empalmarse en el apoyo con traslapos en tracción Tipo A y en apoyos finales terminarse en un gancho estándar.

C.7.13.2.4 - Para losas que trabajen en dos direcciones debe consultarse el Capítulo C.13.

C.7.13.3 - En construcción prefabricada en las uniones y alrededor del perímetro de la estructura, deben disponerse amarres capaces de resistir tracción en las direcciones transversal, longitudinal, vertical y perimetral, con el fin de amarrar de una manera efectiva los elementos entre si. Deben cumplirse los requisitos de C.16.5. En caso de existir vigas de borde o interiores, deben cumplirse los requisitos de C.7.13.2.

■

CAPITULO C.8
ANALISIS Y DISEÑO

C.8.0 - NOMENCLATURA

A_s = área de refuerzo, no preesforzado, que trabaja a tracción, mm².
A'_s = área de refuerzo a compresión, mm².
b = ancho de la cara de compresión del elemento, mm.
d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, mm.
E_c = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa.
E_s = módulo de elasticidad del acero, expresado en MPa.
f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa ($\sqrt{f'_c}$ MPa = $3.193\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²).
f_y = resistencia nominal a la fluencia del acero, expresada en MPa.
I_g = momento de inercia de la sección bruta de concreto, con respecto a su eje centroidal, despreciando el efecto del refuerzo, en m^4.
r = porcentaje de redistribución de momentos.
w_c = masa unitaria del concreto en kg/m³.
β_1 = coeficiente definido en C.10.2.7.
0_t = deformación unitaria neta por tracción en refuerzo extremo de tracción.
ρ = cuantía del refuerzo de tracción.
= A_s/bd
ρ' = cuantía del refuerzo de compresión.
= A'_s/bd
ρ_b = cuantía de refuerzo que produce condiciones de deformación balanceada.
ω = cuantía mecánica del acero de refuerzo
= $(\rho-\rho')\, f_y / f'_c$
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia. Véase C.9.3

C.8.1 - PRINCIPIOS GENERALES

C.8.1.1 - La estructura en conjunto y cada una de sus partes debe analizarse, diseñarse y construirse de manera que sea capaz de resistir todas las solicitaciones, cargas y deformaciones que se puedan presentar durante su construcción y uso, sin llegar a los estados límites descritos en C.8.1.2, C.8.1.3 y C.8.1.4.

C.8.1.2 - ESTADOS LIMITES - Se consideran dos estados límites:

(a) el estado límite de resistencia que corresponde a la máxima capacidad portante, y
(b) el estado límite de funcionamiento o servicio, que corresponde a los criterios que gobiernan el uso normal y la durabilidad.

C.8.1.3 - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA - Se puede llegar al estado límite de resistencia, entre otros, debido a:

(a) que la resistencia de diseño, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, apropiados, sea menor que las fuerzas mayoradas,
(b) se presente pérdida del equilibrio de la estructura en conjunto o en alguna de sus partes,
(c) por la rotura de secciones críticas de la estructura,
(d) por transformación de la estructura en mecanismo,
(e) por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis iniciales de análisis, y
(f) por falta de integridad estructural (véase C.7.13), debida a ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la estructura.

C.8.1.4 - ESTADO LIMITE DE FUNCIONAMIENTO - Se puede llegar al estado límite de funcionamiento o servicio, entre otros, por:

- **(a)** deformaciones o deflexiones excesivas para el uso normal de la estructura (véase le Título A y C.9.5),
- **(b)** por fisuración prematura o excesiva,
- **(c)** por desplazamientos excesivos aunque no impliquen pérdida de equilibrio,
- **(d)** por daños locales como la corrosión y el ataque al concreto producido por ambientes salinos o que contienen sulfatos (véase el Capítulo C.4 y C.7.7),
- **(e)** por vibraciones excesivas producidas por elementos móviles, o cargas cíclicas, que causan efectos de fatiga,
- **(f)** por daño local evitable a través de la disposición de juntas de expansión y de control, y la disposición adecuada del refuerzo y el preesfuerzo, o
- **(g)** por fuego.

C.8.2 - CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO Y DE SERVICIO

C.8.2.1 - Los requisitos del presente Título del Reglamento se fundamentan en la premisa de que toda estructura de concreto estructural se dimensiona y diseña para que se comporte adecuadamente ante todas las solicitaciones que la puedan afectar. Para las condiciones relevantes de las diferentes cargas y solicitaciones, deben tomarse suficientes casos de combinación con el fin de poder identificar las condiciones críticas de diseño dentro de la estructura, o partes de ella.

C.8.2.2 - Las cargas de servicio se determinan de acuerdo con lo prescrito en el Título B del presente Reglamento. Las cargas vivas pueden afectarse por las reducciones que permite el Título B.

C.8.2.3 - Las fuerzas de viento deben determinarse siguiendo el Capítulo B.6 del presente Reglamento.

C.8.2.4 - Las fuerzas sísmicas y sus efectos se deben determinar siguiendo los requisitos del Título A.

C.8.2.5 - Deben tenerse en cuenta los efectos del preesfuerzo, cargas de los puente grúas, vibración, impacto, retracción de fraguado, variaciones de temperatura, flujo plástico y asentamientos diferenciales, de acuerdo con lo requerido en los diferentes Títulos del presente Reglamento.

C.8.3 - PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

C.8.3.1 - GENERAL - El énfasis del cálculo estructural se debe dirigir hacia el comportamiento global de la estructura, teniendo en cuenta todos los aspectos ambientales que la puedan restringir o afectar y hacia la conducción adecuada de las fuerzas, y sus efectos, dentro de ella. En el diseño de concreto estructural, los elementos se deben dimensionar y detallar para que tengan la resistencia adecuada de acuerdo con los requisitos de este Reglamento, utilizando los coeficientes de carga y de reducción de resistencia, ϕ, especificados en el Título B y en el Capítulo C.9.

C.8.3.2 - ETAPAS DEL DISEÑO - En el diseño de las estructuras de concreto estructural deben cumplirse dos etapas:

C.8.3.2.1 - *1ª Etapa - Análisis* - Esta etapa consiste en calcular el estado nominal de esfuerzos y deformaciones dentro de la estructura, por medio de una idealización matemática o física de ella.

C.8.3.2.2 - *2ª Etapa - Diseño* - Esta etapa consiste en determinar y verificar las dimensiones definitivas de los elementos, y la cantidad y disposición del refuerzo a colocarse.

C.8.3.3 - PROCEDIMIENTOS ALTERNOS - Se permite el diseño del concreto estructural siguiendo los requisitos alternos de los Apéndices C-A y C-B.

C.8.4 - 1ª ETAPA - METODOLOGIAS DE ANALISIS

C.8.4.1 - GENERAL - Los sistemas estructurales deben diseñarse para los efectos máximos causados por las cargas mayoradas, tal como se manifiestan en las diferentes secciones de sus elementos. Estos efectos deben determinarse por medio de un análisis estructural realizado por medio de uno de los métodos definidos en C.8.5 a C.8.8. El objetivo

del análisis es la determinación de la distribución de las fuerzas y momentos internos, o de los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos, de toda o parte de la estructura. Deben realizarse análisis locales adicionales, cuando sean necesarios. El análisis debe tener en cuenta los efectos de la rigidez de la cimentación y del suelo cuando estos afecten los resultados del análisis.

C.8.4.2 - EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD - Todas las metodologías de análisis deben cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

C.8.4.2.1 - Normalmente el equilibrio se debe verificar con base en la estructura no deformada (teoría de primer orden). Sin embargo, en aquellos casos en los cuales las deformaciones pueden conducir a aumentos significativos de las fuerzas y momentos internos, el equilibrio debe verificarse considerando la estructura deformada (teoría de segundo orden, o efectos P-Delta).

C.8.4.2.2 - En las metodología elásticas el procedimiento de análisis debe cumplir explícitamente el principio de compatibilidad de deformaciones. En las metodologías inelásticas de análisis, la compatibilidad puede ser verificada directamente o bien indirectamente por medio de verificaciones de la capacidad de deformación cuando el procedimiento de análisis no la verifica directamente en los lugares donde se presentan concentraciones de comportamiento inelástico, como pueden ser las articulaciones plásticas o los lugares de fluencia.

C.8.4.2.3 - La metodología empleada debe tener en cuenta, además de las deformaciones causadas por flexión de los elementos, las deformaciones, elásticas o inelásticas, causadas por las fuerzas axiales, de cortante y de torsión, cuando sus efectos sean superiores al cinco por ciento de las deformaciones causadas por flexión.

C.8.4.3 - CRITERIO DE INGENIERO DISEÑADOR - La metodología de análisis empleada debe ser consistente con las suposiciones realizadas por el ingeniero diseñador y con la precisión propia de la información de las cargas y restricciones. Los modelos de análisis empleados deben describir adecuadamente el comportamiento estructural. En la selección del procedimiento de análisis se debe tratar de identificar correctamente los mecanismos de falla, evitando complejidades innecesarias. Los procedimientos excesivamente refinados deben utilizarse en estructuras complejas y por parte de ingenieros que dominen sus fundamentos. Cuando se utilicen procedimientos de cálculo electrónico, es obligación del ingeniero conocer a fondo los fundamentos bajo los cuales se desarrollaron los programas utilizados y las suposiciones que el programa utiliza internamente.

C.8.4.4 - METODOLOGIAS DE ANALISIS - Se reconocen las siguientes metodologías:

(a) análisis estructural elástico general (C.8.5),
(b) análisis elástico de esfuerzos (C.8.6),
(c) análisis inelástico de esfuerzos (C.8.7),
(d) análisis experimental de esfuerzos (C.8.8), y
(e) procedimientos especiales para el análisis de losas (Capítulo C.13).

C.8.4.5 - ANALISIS COMPLEMENTARIOS - El análisis estructural elástico general debe complementarse con análisis locales, elásticos o inelásticos, que tomen en cuenta la incertidumbre en las cargas, tanto en magnitud como en ubicación, y el comportamiento inelástico y la redistribución de los esfuerzos locales debida a la fisuración, la adherencia del refuerzo, y además deben llevarse a cabo comprobaciones de estabilidad local y general de la estructura.

C.8.4.6 - DOCUMENTACION DEL ANALISIS - Además de los resultados del análisis global de la estructura, deben realizarse y documentarse evaluaciones independientes utilizando metodologías elásticas e inelásticas que cumplan con los principios de equilibrio de los estados de esfuerzo en las secciones críticas y en las regiones donde haya discontinuidades. La memoria de cálculos de estos procedimientos debe explicar las suposiciones realizadas, la metodología empleada y los resultados obtenidos, por medio de la descripción de las fuerzas en las diferentes secciones, los estados de esfuerzos obtenidos, las verificaciones para los estados límites, y la localización y tipo de refuerzo obtenido, incluyendo sus empalmes y anclajes.

C.8.5 - ANALISIS ESTRUCTURAL ELASTICO GENERAL

C.8.5.1 - LIMITACIONES - Se permite el empleo de metodologías lineales elásticas de análisis estructural general, en sistemas estructurales donde la suposición de que existe una distribución lineal de las deformaciones dentro de las secciones sea válida.

C.8.5.1.1 - En el análisis estructural elástico general se considera la estructura como un ensamblaje de elementos interconectados, que se clasifican de acuerdo con su naturaleza y con la función que desempeñan, tales como: vigas, columnas, losas, muros, etc. En la medida que la altura de la sección del elemento sea mayor, en comparación con su luz, o altura libre; la suposición de que la distribución de las deformaciones internas dentro del elemento es lineal deja de ser cierta. En estos casos el comportamiento real difiere del que predice un análisis estructural elástico general, y por lo tanto debe recurrirse a otros procedimientos que describan de una manera adecuada el comportamiento real.

C.8.5.1.2 - En estructuras de concreto se permite una redistribución inelástica de los esfuerzos obtenidos por medio de un análisis estructural elástico general, siguiendo los requisitos de C.8.5.12 para concreto no preesforzado, y de C.18.10.4 para concreto preesforzado.

C.8.5.2 - SUPOSICIONES - En el análisis estructural elástico se permite emplear las suposiciones planteadas en C.8.5.3 a C.8.5.13.

C.8.5.3 - RIGIDEZ - El ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, debe definir las rigideces de los elementos, a emplear en el análisis estructural, de acuerdo con suposiciones razonables. Las suposiciones adoptadas se deben mantener consistentemente durante todo el análisis. El efecto de las variaciones en la sección de los elementos, producidas por cartelas, ménsulas, etc., debe ser tenido en cuenta en el análisis y el diseño. Como guía se dan las recomendaciones contenidas en las secciones C.8.5.3.1 a C.8.5.3.3, las cuales no tiene carácter obligatorio.

C.8.5.3.1 - Cuando los resultados de un análisis elástico se emplean para determinar deformaciones al nivel de resistencia, es recomendable que la rigidez $\mathbf{EI}$ represente la rigidez de los elementos en el estado inmediatamente anterior a la falla; especialmente si las deflexiones obtenidas por medio del análisis se utilizan para predecir las deformaciones de la estructura en el estado de falla inminente. En este caso es recomendable que los valores de $\mathbf{EI}$ no se basen solamente en las relaciones momento-curvatura de la sección sometida a mayores esfuerzos dentro del elemento; estos valores deben deducirse de las relaciones momento-rotación en los extremos del elemento, tomado en toda su longitud.

C.8.5.3.2 - Cuando los resultados de un análisis elástico se emplean para determinar deformaciones al nivel de servicio, es recomendable que la rigidez $\mathbf{EI}$ represente la rigidez de los elementos en el estado de carga apropiado. Los requisitos de la sección C.9.5.2.2 permiten definir la rigidez para elementos sometidos principalmente a flexión.

C.8.5.3.3 - En ausencia de unas consideraciones como las indicadas en C.8.5.3.1 y C.8.5.3.2, para efectos de determinar deformaciones, pueden emplearse las propiedades aproximadas para los elementos dadas en la tabla C.8-1:

Tabla C.8-1
Propiedades de rigidez para el análisis

	Estado Límite de Servicio	**Estado Límite de Resistencia**
módulo de elasticidad, $\mathbf{E_c}$	véase C.8.5.4	véase C.8.5.4
momento de inercia vigas	$\mathbf{0.50\ I_g}$	$\mathbf{0.35\ I_g}$
momento de inercia columnas	$\mathbf{1.00\ I_g}$	$\mathbf{0.70\ I_g}$
momento de inercia muros no fisurados fisurados	 $\mathbf{1.00\ I_g}$ $\mathbf{0.50\ I_g}$	 $\mathbf{0.70\ I_g}$ $\mathbf{0.35\ I_g}$
momento de inercia de losas en sistemas losa-columna	$\mathbf{0.35\ I_g}$	$\mathbf{0.25\ I_g}$
área	$\mathbf{1.00\ A_g}$	$\mathbf{1.00\ A_g}$

C.8.5.4 - MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - El módulo de elasticidad para el concreto de peso normal, $\mathbf{E_c}$, debe determinarse experimentalmente a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para un grupo representativo de cilindros estándar de concreto, como la pendiente de la línea trazada desde el origen hasta el punto en la curva esfuerzo deformación correspondiente a un esfuerzo de $\mathbf{0.45\ f'_c}$ en compresión, de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). En caso de que no se disponga de este valor experimental, para concretos cuya masa unitaria varíe entre 1 450 y 2 450 kg/m^3, puede tomarse como:

para agregado grueso de origen ígneo:

$$\mathbf{E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.047\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-1a*)}$$

para agregado grueso de origen metamórfico:

$$\mathbf{E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.041\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-1b*)}$$

para agregado grueso de origen sedimentario:

$$\mathbf{E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.031\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-1c*)}$$

el valor medio para toda la información experimental nacional,
sin distinguir por tipo de agregado, es:

$$\mathbf{E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.034\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-1d*)}$$

C.8.5.4.1 - En ausencia de un valor experimental de $\mathbf{E_c}$ o cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse:

para agregado grueso de origen ígneo:

$$\mathbf{E_c = 5\,500\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-2a*)}$$

para agregado grueso de origen metamórfico:

$$\mathbf{E_c = 4700\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-2b*)}$$

para agregado grueso de origen sedimentario:

$$\mathbf{E_c = 3600\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-2c*)}$$

el valor medio para toda la información experimental nacional,
sin distinguir por tipo de agregado, es:

$$\mathbf{E_c = 3900\sqrt{f'_c}} \text{ en MPa} \qquad \textbf{(C.8-2d*)}$$

C.8.5.4.2 - La relación de Poisson para el concreto debe determinarse por medio del ensayo de cilindros de concreto, realizado de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). En el caso de que no se disponga del valor experimental puede utilizarse un valor de 0.20.

C.8.5.5 - MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO DE REFUERZO - El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como $\mathbf{E_s}$ = 200 000 MPa. El módulo de elasticidad $\mathbf{E_s}$ para tendones de preesfuerzo, debe determinarse por ensayos o puede utilizarse el suministrado por el fabricante.

C.8.5.6 - LONGITUD DE LA LUZ - En el análisis de pórticos o en construcción continua, la longitud de la luz para la determinación de momentos se toma como la distancia centro a centro de los apoyos, a menos que se realice un análisis más detallado de las condiciones de apoyo.

C.8.5.6.1 - La longitud de la luz de elementos no construídos monolíticamente con los apoyos se considera como la luz libre más la profundidad del elemento, pero no es necesario exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

C.8.5.6.2 - En las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos pueden utilizarse para el diseño los momentos en las caras del apoyo.

C.8.5.7 - CONSTRUCCION CON VIGAS T - En la construcción con vigas T, el ala y el alma deben construirse monolíticamente o de manera tal que se asegure su unión efectiva.

C.8.5.7.1 - El ancho de losa efectivo como ala de una viga T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga. El ala efectiva que se proyecta hacia cada lado del alma no debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de la losa, ni
(b) la mitad de la distancia hasta el alma siguiente.

C.8.5.7.2 - Para vigas con losa en un lado solamente, el ancho efectivo de ala que se proyecta no debe exceder de:

(a) 1/12 de la luz de la viga,
(b) 6 veces el espesor de losa, ni
(c) La mitad de la distancia libre hasta el alma siguiente.

C.8.5.7.3 - Las vigas aisladas en las cuales la forma de T se utiliza para proporcionar un ala como área adicional de compresión, deben tener un espesor de ala no menor que la mitad del ancho del alma, y un ancho efectivo de ala que se proyecta hacia cada lado del alma, no mayor que 4 veces el ancho del alma.

C.8.5.7.4 - Cuando el refuerzo principal a flexión de una losa que se considera como una viga T (con excepción de las viguetas) es paralelo a la viga, debe colocarse refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Es necesario diseñar refuerzo transversal para sostener la carga aplicada sobre la losa que sobresale del alma, suponiendo que actúa como un voladizo. Para vigas aisladas, debe considerarse el ancho total del ala. Para las otras vigas T, solo hay necesidad de considerar el ancho de ala efectivo que se proyecta hacia cada lado del alma.
(b) El refuerzo transversal no debe espaciarse a más de 5 veces el espesor de la losa, ni a más de 500 mm.

C.8.5.8 - COLUMNAS - Las columnas deben diseñarse para resistir las cargas axiales mayoradas provenientes de todos los pisos que sostengan, inclusive la cubierta, y el máximo momento proveniente de las cargas mayoradas de los vanos adyacentes a la columna en el piso bajo consideración. Además deben considerarse las condiciones de carga que resulten en la máxima relación de momento a carga axial (excentricidad).

C.8.5.8.1 - En los pórticos o en construcción continua, debe considerarse el efecto de cargas desbalanceadas provenientes de las losas o de la cubierta, tanto en las columnas exteriores como interiores y de las cargas excéntricas debidas a otras causas.

C.8.5.8.2 - Al calcular los momentos provenientes de las cargas gravitacionales en las columnas, se permite suponer que éstas están empotradas en los extremos lejanos correspondientes a las intersecciones de las columnas con las losas inmediatamente superior e inferior al tramo de columna bajo consideración.

C.8.5.8.3 - La resistencia de la columna a momentos en cualquier piso o cubierta debe obtenerse distribuyendo el momento entre las columnas localizadas inmediatamente debajo y encima del piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro de los elementos de la losa en el piso.

C.8.5.9 - DISPOSICION DE LA CARGA VIVA - En la determinación de los efectos de las carga viva se permiten las siguientes suposiciones:

C.8.5.9.1 - En el análisis de pórticos conformados por vigas horizontales y columnas verticales puede tomarse el pórtico constituido por el piso en consideración más las columnas localizadas inmediatamente encima y debajo de él, considerándolas empotradas en sus extremos más alejados. La carga viva puede suponerse que está aplicada únicamente al piso bajo consideración

C.8.5.9.1 - La distribución de la carga viva puede limitarse a combinaciones de:

(a) La carga muerta mayorada aplicada sobre todas las luces, con la carga viva mayorada sobre dos luces adyacentes, y
(b) La carga muerta mayorada sobre todas las luces, con la carga viva mayorada sobre luces alternas.

C.8.5.10 - METODOLOGIAS APROXIMADAS - Pueden emplearse metodologías aproximadas de análisis estructural solamente cuando el Reglamento lo permita explícitamente.

C.8.5.11 - LOSAS - Las losas que trabajen en una y dos direcciones pueden analizarse utilizando los métodos presentados en el Capítulo C.13 de este Reglamento.

C.8.5.12 - REDISTRIBUCION INELASTICA DE MOMENTOS EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXION - Excepto cuando se utilizan valores aproximados de los momentos, se permite aumentar o disminuir los momentos negativos en los apoyos de elementos continuos calculados utilizando la teoría elástica y para cualquier disposición de cargas, hasta por un valor equivalente a $\mathbf{r}$, expresado como porcentaje:

$$\mathbf{r = 50 - 160\omega \leq 30\%} \qquad \textbf{(C.8-3)}$$

Siendo

$$\omega = \frac{(\rho - \rho')f_y}{f'_c} \qquad \textbf{(C.8-4)}$$

C.8.5.12.1 - Los momentos negativos modificados se utilizan para calcular los momentos y cortantes en todas las secciones dentro de la luz.

C.8.5.12.2 - La redistribución de momentos negativos solo puede realizarse cuando la sección en la cual se modifique el momento se diseña de tal manera que ρ o $(\rho - \rho')$ no excede $0.75\rho_b$, donde:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \qquad \textbf{(C.8-5*)}$$

C.8.5.13 - AFINADO DE PISO SEPARADO - El afinado de pisos no debe considerarse como parte del elemento estructural, a menos que se construya monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos de Capítulo C.17. Se permite considerar el afinado de piso como parte del recubrimiento requerido o como parte de la altura total del elemento para fines no estructurales.

C.8.6 - ANALISIS ELASTICO DE ESFUERZOS

C.8.6.1 - METODOS - Se permite el empleo de procedimientos tales como el análisis por el método de los elementos finitos, de las diferencias finitas o de integración numérica, para determinar los efectos de las cargas y fuerzas, y el estado de esfuerzos dentro de los materiales que componen la estructura.

C.8.6.2 - DISCRETIZACION - Las redes de elementos y las condiciones de frontera deben definirse cuidadosamente y deben ser consistentes con la geometría, cargas y restricciones en los apoyos.

C.8.6.3 - EQUILIBRIO, COMPATIBILIDAD Y LINEALIDAD ELASTICA - El análisis debe cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Las propiedades mecánicas de los materiales deben suponerse linealmente elásticas.

C.8.6.4 - ESFUERZOS LOCALES DE COMPRESION - Los esfuerzos locales máximos de compresión en la vecindad de fuerzas concentradas aplicadas o de las reacciones en los apoyos de los elementos pueden promediarse sobre un área igual al área de contacto del apoyo o de la fuerzas aplicada.

C.8.6.5 - ESFUERZOS DE TRACCION - La localización y magnitud de las fuerzas de tracción puede obtenerse integrado los esfuerzos de tracción, o preferiblemente, determinando las fuerzas que actúan sobre las secciones críticas y con ellas evaluado las fuerzas de tracción sobre el refuerzo, por medio de un procedimiento apropiado de 2ª Etapa de diseño, de los descritos en C.8.10

C.8.7 - ANALISIS INELASTICO DE ESFUERZOS

C.8.7.1 - DEFINICION - Se entiende por un análisis inelástico de esfuerzos un procedimiento por medio del cual las deformaciones y los estados internos de esfuerzos de la estructura se obtienen por medio de la aplicación del principio de equilibrio, el uso de relaciones esfuerzo-deformación no lineales del concreto y el acero de refuerzo, consideraciones de la fisuración, los efectos reológicos del concreto y del acero, y la compatibilidad de deformaciones o su capacidad de deformación cuando el procedimiento de análisis no verifica directamente la compatibilidad en los lugares donde se presentan articulaciones plásticas o puntos de fluencia. El procedimiento de análisis debe describir adecuadamente los efectos tridimensionales de los elementos y de la estructura.

C.8.7.2 - LIMITACIONES - Los procedimientos de análisis inelástico de esfuerzos sólo pueden emplearse cuando sea posible demostrar que describen adecuadamente el comportamiento de la estructura y sus elementos, y que consecuentemente corresponden a un procedimiento seguro de diseño.

C.8.8 - ANALISIS EXPERIMENTAL DE ESFUERZOS

C.8.8.1 - DEFINICION - Se entiende por análisis experimental de esfuerzos un procedimiento consistente en la medición de deformaciones y deflexiones de la estructura real o de un modelo físico de ella. El análisis experimental puede basarse en comportamiento elástico o inelástico de la estructura.

C.8.8.2 - En el análisis experimental deben realizarse verificaciones de las resistencias internas y de las cargas externas para garantizar la consistencia en los resultados obtenidos.

C.8.8.3 - Cuando se utilicen métodos de análisis experimental, los ensayos realizados deben ser supervisados por un laboratorio con experiencia en este tipo de trabajos

C.8.9 - 2ª ETAPA - DISEÑO Y METODOLOGIAS DE VERIFICACION

C.8.9.1 - GENERAL - La definición definitiva de las dimensiones de las secciones, de la cantidad y tipo de refuerzo, y de su despiece, debe llevarse a cabo de acuerdo con principios del concreto reforzado que sean de aceptación general. En el dimensionamiento de los elementos y en la definición de los refuerzos, deben utilizarse modelos adecuados que resalten el flujo de las fuerzas dentro de la estructura y la resistencia que se debe proveer a los elementos.

C.8.9.2 - ELEMENTOS DONDE HAYA DEFORMACIONES INTERNAS LINEALES - En aquellas regiones de la estructura donde sea válida la suposición de que la distribución de las deformaciones es lineal, el estado interno de esfuerzos puede obtenerse por medio de principios de concreto reforzado de aceptación general, y la resistencia de las diferentes secciones de los elementos puede obtenerse por medio de modelos de resistencia convencionales o bien por medio de modelos de celosía que describan los esfuerzos de una manera condensada por medio de bielas de compresión y tirantes de tracción, o bien por medio de campos de esfuerzo. Deben emplearse los requisitos generales de disposición, detalle y anclaje del refuerzo dados en el Capítulo C.12 para garantizar que el refuerzo pueda desarrollar su resistencia en los puntos críticos.

C.8.9.3 - ELEMENTOS DONDE HAYA DEFORMACIONES INTERNAS NO LINEALES - En aquellas regiones donde se presenten discontinuidades geométricas, fuerzas concentradas o reacciones producidas por apoyos, intersecciones de vigas y de vigas y columnas, y haya distribuciones no lineales de las deformaciones internas de la estructura, la distribución de los esfuerzos puede obtenerse por medio de modelos de celosía en los cuales haya bielas de compresión, tirantes de tracción y elementos de nudo de geometría adecuada. Los esfuerzos de compresión deben conducirse por medio de bielas de compresión curvas o rectas y las fuerzas de tracción por medio de refuerzo preesforzado o no preesforzado.

C.8.10 - MODELOS DE CELOSIA

En el empleo de modelos de celosía, cuando éstos se utilicen, deben seguirse los requisitos dados a continuación:

C.8.10.1 - El modelo de celosía utilizado debe reflejar adecuadamente todas las fuerzas y condiciones de frontera de la región donde se presente la discontinuidad. Deben cumplirse los principios de equilibrio y compatibilidad en las fronteras de la región donde se presenta la discontinuidad.

C.8.10.2 - En la determinación de la geometría del modelo de celosía deben tomarse en cuenta las dimensiones adecuadas para las bielas de compresión, los tirantes de tracción y los nodos de conexión.

C.8.10.3 - Los esfuerzos admisibles utilizados en los elementos de los modelos de celosía deben estar adecuadamente documentados, y esta información debe relacionarse en las memorias de cálculo.

C.8.11 - ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE

C.8.11.1 - Las metodologías de análisis presentadas en el presente Capítulo son complementarias a las del Título A de este Reglamento.

C.8.12 – RECOMENDACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL SISTEMA DE UNIDADES SI

C.8.12.1 - Para efectos de que haya consistencia en los resultados del análisis se recomienda utilizar las unidades del sistema SI de la siguiente manera:

Resistencia a la compresión del concreto, f'_c en MPa [1 MPa = 10 kgf/cm²]
Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, f_y en MPa [1 MPa = 10 kgf/cm²]
Momentos de inercia, I en m^4
Area de las secciones, A en m²
Módulo de elasticidad del concreto, E_c en kPa (kilopascales) [1 kPa = 0.01 kgf/cm²]

Aunque las ecuaciones que prescribe el Reglamento para calcular E_c (C.8-1 y C.8-2) se basan en el empleo de f'_c en MPa, es conveniente multiplicar los valores obtenidos por $1\,000$ para obtener kPa. Por ejemplo para concreto con $f'_c = 21$ MPa, E_c empleando la ecuación C.8-2b es:

$$E_c = 4\,700\sqrt{f'_c} = 4\,700\sqrt{21} = 21\,540 \text{ MPa} = 21.5 \cdot 10^6 \text{ kPa.}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s en kPa (kilopascales) [1 kPa = 0.01 kgf/cm²]

El valor dado en el Reglamento es de $200\,000$ MPa = $200\,000\,000$ kPa = $200 \cdot 10^6$ kPa.

Fuerzas concentradas en kN [1 kN = 100 kgf = 0.1 ton]
Fuerzas distribuidas en kN/m [1 kN/m = 100 kgf/m = 0.1 ton/m]
Fuerzas por unidad de área en kN/m² [1 kN/m² = 100 kgf/m² = 0.1 ton/m²]
Momentos y torsiones en kN · m [1 kN · m = 100 kgf · m = 0.1 ton · m]
Masa en Mg [1 Mg = $1\,000$ kg]

Para obtener el efecto gravitacional de la masa (peso), se multiplica la masa en Mg por g [9.8 m/s² ≅ 10 m/s²] y así se obtiene: 1 Mg · g (m/s²) = $1\,000$ kg · 10 m/s² = $1 \cdot 10^4$ kg · m/s² = $1 \cdot 10^4$ N = 10 kN.

Carga debida al peso propio en kN [1 kN = 100 kgf = 0.1 ton]

Se obtiene de la siguiente manera: Carga debida al peso propio = (densidad de masa · g · volumen)
γ (Mg/m^3) · g (m/s²) · V (m^3) = $\gamma \cdot V$ (Mg/m^3 · 9.8 m/s² · m^3) ≅ $\gamma \cdot V$ · 10 kN
Por ejemplo, el peso propio de un elemento de concreto de 2 m^3 de volumen se obtiene como:

$$\mathbf{2.4}\ (\mathrm{Mg/m^3}) \cdot \mathbf{9.8}\ (\mathrm{m/s^2}) \cdot \mathbf{2}\ (\mathrm{m^3}) = \mathbf{48}\ \mathrm{kN}$$

Utilizando las unidades anteriores, las rigideces que se obtienen son las siguientes:

Fuerza axial debida a deformación axial:

$$\mathbf{P}\,(\mathrm{kN}) = \frac{\mathbf{A\,E_c}}{\mathbf{L}} \cdot \delta\,(\mathrm{m})$$

$$\frac{\mathbf{A\,E_c}}{\mathbf{L}} = \frac{\mathbf{A}\,(\mathrm{m^2})\,\mathbf{E_c}\,(\mathrm{kPa})}{\mathbf{L}\,(\mathrm{m})} = \frac{\mathbf{A\,E_c}}{\mathbf{L}}\,(\mathrm{m \cdot kPa = m \cdot Pa \cdot 10^3 = m \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 10^3 = \frac{kN}{m}})$$

Flexión debida a giro del extremo del elemento:

$$\mathbf{M}\,(\mathrm{kN \cdot m}) = \frac{\mathbf{4\,E_c I}}{\mathbf{L}} \cdot \theta\,(\mathrm{rad})$$

$$\frac{\mathbf{4\,E_c\,I}}{\mathbf{L}} = \frac{\mathbf{4\,E_c}\,(\mathrm{kPa})\,\mathbf{I}\,(\mathrm{m^4})}{\mathbf{L}\,(\mathrm{m})} = \frac{\mathbf{4\,E_c\,I}}{\mathbf{L}}\,(\mathrm{kPa \cdot m^3 = Pa \cdot 10^3 \cdot m^3 = \frac{N}{m^2} \cdot m^3 \cdot 10^3 = kN \cdot m})$$

Fuerza cortante debida a giro en el extremo del elemento:

$$\mathbf{V}\,(\mathrm{kN}) = \frac{\mathbf{6\,E_c I}}{\mathbf{L^2}} \cdot \theta\,(\mathrm{rad})$$

$$\frac{\mathbf{6\,E_c\,I}}{\mathbf{L^2}} = \frac{\mathbf{6\,E_c}\,(\mathrm{kPa})\,\mathbf{I}\,(\mathrm{m^4})}{\mathbf{L^2}\,(\mathrm{m^2})} = \frac{\mathbf{6\,E_c\,I}}{\mathbf{L}}\,(\mathrm{kPa \cdot m^2 = Pa \cdot 10^3 \cdot m^2 = \frac{N}{m^2} \cdot m^2 \cdot 10^3 = kN})$$

Fuerza cortante debida a desplazamiento en el extremo del elemento:

$$\mathbf{V}\,(\mathrm{kN}) = \frac{\mathbf{12\,E_c I}}{\mathbf{L^3}} \cdot \delta\,(\mathrm{m})$$

$$\frac{\mathbf{12\,E_c\,I}}{\mathbf{L^3}} = \frac{\mathbf{12\,E_c}\,(\mathrm{kPa})\,\mathbf{I}\,(\mathrm{m^4})}{\mathbf{L^3}\,(\mathrm{m^3})} = \frac{\mathbf{12\,E_c\,I}}{\mathbf{L}}\,(\mathrm{kPa \cdot m = Pa \cdot 10^3 \cdot m = \frac{N}{m^2} \cdot m \cdot 10^3 = \frac{kN}{m}})$$

Para el diseño si las áreas se expresan en mm² y los esfuerzos en MPa, el resultado queda expresado en N:

$$\mathbf{A}\,(\mathrm{mm^2}) \cdot \sigma\,(\mathrm{MPa}) = \mathbf{F}\,(\mathrm{mm^2 \cdot MPa = \frac{mm^2 \cdot MN}{m^2} = \frac{mm^2 \cdot N \cdot 10^6}{mm^2 \cdot 10^6} = N})$$

Análogamente para momento en (N · mm), las distancias en (mm), y las inercias en ($\mathrm{mm^4}$), los esfuerzos se obtienen en (MPa):

$$\frac{\mathbf{M}\,(\mathrm{N \cdot mm}) \cdot \mathbf{c}\,(\mathrm{mm})}{\mathbf{I}\,(\mathrm{mm^4})} = \sigma\,(\mathrm{\frac{N \cdot mm \cdot mm}{m^4} = \frac{N}{mm^2} = \frac{N}{m^2 \cdot 10^{-6}} = Pa \cdot 10^6 = MPa})$$

o momento en (N · mm), áreas de refuerzo en mm² y distancias en (mm):

$$\mathbf{A_s}\,(\mathrm{mm^2}) \cdot \mathbf{f_y}\,(\mathrm{MPa}) \cdot \mathbf{d}\,(\mathrm{mm}) = \mathbf{M}\,(\mathrm{MPa \cdot mm^3 = \frac{N \cdot 10^6}{m^2} \cdot m^3 \cdot 10^{-9} = N \cdot m \cdot 10^{-3} = N \cdot mm})$$

CAPITULO C.9
REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

C.9.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, expresada en mm².
$\mathbf{A'_s}$ = área del refuerzo a compresión, no preesforzado, expresada en mm².
$\mathbf{b}$ = ancho de la cara a compresión del elemento, en mm.
$\mathbf{c}$ = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro de la sección, en mm.
$\mathbf{d}$ = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
$\mathbf{d'}$ = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión, en mm.
$\mathbf{d_s}$ = distancia de la fibra extrema en tracción al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
$\mathbf{d_t}$ = distancia de la fibra extrema en compresión al refuerzo extremo en tracción, en mm.
$\mathbf{E_c}$ = módulo de elasticidad del concreto, en MPa (Véase C.8.5.4).
$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.
$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.
$\mathbf{f_r}$ = módulo de ruptura del concreto, en MPa.
$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa.
$\mathbf{h}$ = altura total de la sección del elemento, en mm.
$\mathbf{I}$ = momento de inercia.
$\mathbf{I_{cr}}$ = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto.
$\mathbf{I_e}$ = momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión.
$\mathbf{I_g}$ = momento de inercia de la sección bruta, sin considerar el refuerzo.
ℓ = luz de la viga o losa en una dirección, tal como se define en C.8.5.6. Proyección horizontal de la luz del voladizo. En mm.
ℓ_n = luz libre en la longitud larga en losas que trabajan en dos direcciones, medida de la cara a la cara de los apoyos en losas sin vigas, y de la cara a la cara de las vigas u otros apoyos en los otros casos. En mm
$\mathbf{M_a}$ = momento máximo en el elemento para el nivel de carga que se está evaluando.
$\mathbf{M_{cr}}$ = momento de fisuración.
$\mathbf{P_b}$ = carga axial nominal en condiciones balanceadas de deformación. Véase el Capítulo C.10.
$\mathbf{P_n}$ = carga axial nominal con una excentricidad dada.
$\mathbf{y_t}$ = distancia medida desde el eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo, hasta la fibra extrema a tracción, en mm.
α = relación de la rigidez a flexión de la sección de viga con respecto a la rigidez de un sector de losa definido lateralmente por lo ejes centrales de los paneles adyacentes (en caso de que existan) a ambos lados de la viga. Véase el Capítulo C.13.
α_m = valor promedio de α para todas las vigas existentes en los bordes del panel.
β = relación de la luz libre larga a la corta, para losas que trabajan en dos direcciones
0_t = deformación unitaria neta en tracción para el acero de refuerzo al nivel de resistencia nominal.
λ = magnificador para deflexiones adicionales a largo plazo.
ξ = coeficiente que se utiliza para tomar en cuenta los efectos a largo plazo de las cargas permanentes.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia, definido en C.9.3.
ρ = cuantía del refuerzo no preesforzado en tracción (= $\mathbf{A_s/bd}$).
ρ' = cuantía del refuerzo a compresión, (= $\mathbf{A'_s/bd}$).
ρ_b = cuantía del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

C.9.1 - GENERAL

C.9.1.1 - Las estructuras y los elementos estructurales deben diseñarse para que tengan resistencias de diseño, como las define C.9.3, en todas sus secciones al menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas como lo define C.9.2.

C.9.1.2 - Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir todos los requisitos adicionales que prescribe el Título C de este Reglamento para garantizar su comportamiento adecuado al nivel de cargas de servicio.

C.9.2 - RESISTENCIA REQUERIDA

El concreto reforzado debe diseñarse por el método de la resistencia tal como se define en el Título B de este Reglamento en B.2.4.

C.9.2.1 - La resistencia requerida se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resulta de aplicar a la estructura las diferentes cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos; mayoradas y combinadas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

C.9.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO

C.9.3.1 - La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C de este Reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ. Por lo tanto:

$$\textbf{Resistencia de Diseño} = \phi \times \textbf{Resistencia Nominal} \geq \textbf{Resistencia Requerida} = \mathbf{U} \qquad \textbf{(C.9-1)}$$

C.9.3.2 - Los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, deben ser los siguientes:

C.9.3.2.1 - Flexión, sin carga axial ..... $\phi = 0.90$

C.9.3.2.2 - Fuerza axial, y fuerza axial con flexión. (Para fuerza axial con flexión, tanto la resistencia nominal a fuerza axial como la resistencia nominal a momento, deben ser multiplicadas por el mismo valor apropiado de ϕ)

(a) Tracción axial, con o sin flexión ..... $\phi = 0.90$

(b) Compresión axial, con o sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral que cumplen C.10.9.3 ..... $\phi = 0.75$

- Elementos reforzados de otra manera ..... $\phi = 0.70$

Para elementos donde $\mathbf{f_y}$ no excede 420 MPa con refuerzo simétrico y con $\mathbf{(h\text{-}d'\text{-}d_s)/h}$ no menor de **0.7**, ϕ puede aumentarse linealmente hasta **0.90** en la medida que $\phi\mathbf{P_n}$ disminuye de $\mathbf{0.10\, f_c' A_g}$ a cero.

Para otros elementos, cuando los valores de la compresión axial sean bajos, el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ, puede aumentarse linealmente hasta **0.90** en la medida que $\phi\mathbf{P_n}$ disminuya de $\mathbf{0.10 f_c' A_g}$ o $\phi\mathbf{P_b}$, el menor de los dos, hasta cero.

C.9.3.2.3 - Cortante y torsión ..... $\phi = 0.85$

C.9.3.2.4 - Contacto sobre el concreto, o aplastamiento
(véase también C.18.13) ..... $\phi = 0.70$

C.9.3.2.4 - Flexión, compresión, cortante y esfuerzos de
contacto en concreto simple (véase el Capítulo C.22) ..... $\phi = 0.65$

C.9.3.3 - Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo C.12 no requieren coeficientes de reducción de resistencia ϕ.

C.9.3.4 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA (*DES*) - En estructuras con capacidad de disipación de energía especial (*DES*) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

C.9.3.4.1 - Con la excepción de la resistencia de los nudos, para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes debe utilizarse un valor de $\phi = \mathbf{0.60}$ en: muros estructurales, losas empleadas como diafragmas, y elementos de pórticos, si la resistencia nominal a cortante es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia probable máxima a flexión del elemento. La resistencia probable máxima a flexión debe determinarse utilizando una resistencia a la tracción del acero de refuerzo, al menos igual a $\mathbf{1.25f_y}$, y con un coeficiente de reducción de resistencia $\phi=\mathbf{1.0}$, considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos. El coeficiente de reducción de resistencia para determinar la resistencia a cortante de los nudos debe ser $\phi = \mathbf{0.85}$.

C.9.3.5 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (*DMO*) - En estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

C.9.3.5.1 - Para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes de cualquier elemento cuya resistencia nominal a cortante sea menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento, o no se haya utilizado la opción de diseñarlo para el doble del cortante solicitado por efectos sísmicos, debe utilizarse un valor de $\phi = \mathbf{0.60}$. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos, y con un coeficiente de reducción de resistencia $\phi=\mathbf{1.0}$.

C.9.4 - RESISTENCIA DE DISEÑO MAXIMA PARA EL ACERO DE REFUERZO

C.9.4.1 - En el diseño no deben utilizarse resistencias a la fluencia del acero de refuerzo mayores de 560 MPa, excepto en alambres o cables para preesforzado.

C.9.5 - CONTROL DE LAS DEFLEXIONES

C.9.5.1 - Los elementos de concreto reforzado, sometidos a flexión, deben diseñarse de modo que tengan rigidez suficiente para limitar las deflexiones u otras deformaciones que puedan perjudicar la resistencia o el uso normal o funcionalidad de la estructura.

C.9.5.2 - CONSTRUCCION EN UNA DIRECCION - Las vigas y losas no preesforzadas que trabajen en una dirección deben cumplir los espesores mínimos indicados en las tablas C.9-1(a) y (b), a menos que un cálculo cuidadoso de las deflexiones permita adoptar espesores menores sin que se ocasionen efectos perjudiciales. La tabla C.9-1(a) debe emplearse para vigas y losas no preesforzadas que soporten o estén unidas a particiones, muros divisorios, y otros elementos que puedan dañarse debido a deflexiones grandes, como los descritos en la sección B.3.4.2. Cuando las vigas o losas no preesforzadas no soporten o estén unidas a particiones, muros divisorios, y otros elementos que puedan dañarse debido a deflexiones grandes, como los descritos en la sección B.3.4.3 debe emplearse la Tabla C.9-1(b).

TABLA C.9-1(a) – COMPATIBLE CON LA SECCION B.3.4.2 - ESPESORES MINIMOS $\mathbf{h}$ PARA QUE NO HAYA NECESIDAD DE CALCULAR DEFLEXIONES, DE VIGAS Y LOSAS, NO PREESFORZADAS, QUE TRABAJEN EN UNA DIRECCION Y QUE SOSTENGAN MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES FRAGILES SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE DEBIDO A DEFLEXIONES GRANDES

Elemento	**espesor mínimo, $\mathbf{h}$**			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$\frac{\ell}{\mathbf{14}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{16}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{19}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{7}}$
Vigas, o losas con nervios, armadas en una dirección	$\frac{\ell}{\mathbf{11}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{12}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{14}}$	$\frac{\ell}{\mathbf{5}}$

- ℓ y $\mathbf{h}$ en unidades consistentes
- Estos valores deben utilizarse directamente para elementos cuyo refuerzo tenga un límite de fluencia de 420 MPa. Para otros tipos de acero de refuerzo, los valores de la tabla C.9-1(a) deben multiplicarse por $\mathbf{0.4 + (f_y/700)}$

TABLA C.9-1(b) – COMPATIBLE CON LA SECCION B.3.4.3 - ESPESORES MINIMOS h PARA QUE NO HAYA NECESIDAD DE CALCULAR DEFLEXIONES, DE VIGAS Y LOSAS, NO PREESFORZADAS, QUE TRABAJEN EN UNA DIRECCION Y QUE NO SOSTENGAN MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES FRAGILES SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE DEBIDO A DEFLEXIONES GRANDES

Elemento	espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas, o losas con nervios, armadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

- ℓ y **h** en unidades consistentes
- Estos valores deben utilizarse directamente para elementos cuyo refuerzo tenga un límite de fluencia de 420 MPa. Para otros tipos de acero de refuerzo, los valores de la tabla C.9-1(b) deben multiplicarse por $0.4 + (f_y/700)$

C.9.5.2.1 - Cuando se calculen las deflexiones, aquellas que ocurran inmediatamente después de la aplicación de las cargas deben calcularse por los métodos o fórmulas corrientes de la teoría de la elasticidad, considerando los efectos que tienen la fisuración y el refuerzo sobre la rigidez del elemento.

C.9.5.2.2 - A menos que los valores de la rigidez **EI** se obtengan de un análisis más completo, la deflexión debe calcularse con el módulo de elasticidad del concreto E_c especificado en el Capítulo C.8 y con un momento de inercia efectivo que se calcula como se indica a continuación, el cual no puede ser mayor que I_g:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \qquad \textbf{(C.9-2)}$$

donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r\, I_g}{y_t} \qquad \textbf{(C.9-3)}$$

y

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \qquad \textbf{(C.9-4*)}$$

C.9.5.2.3 - En luces continuas el momento de inercia efectivo debe tomarse como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación C.9-2 para la sección crítica de momento positivo y las secciones críticas de momento negativo. Para elementos prismáticos simplemente apoyados debe usarse el valor obtenido en el centro de la luz y para voladizos el valor en el apoyo.

C.9.5.2.4 - A menos que los valores se obtengan de un análisis más riguroso, las deflexiones adicionales a largo plazo causadas por la retracción de fraguado y el flujo plástico deben determinarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas por la carga permanente considerada, por el coeficiente obtenido así:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \qquad \textbf{(C.9-5)}$$

donde ρ' es el valor de la cuantía del refuerzo a compresión en el centro de la luz para luces simplemente apoyadas y continuas, y en el apoyo para voladizos. Se recomiendan los siguientes valores del coeficiente de efectos a largo plazo, ξ, así:

5 años o más ..... ξ = 2.0
12 meses ..... ξ = 1.4
6 meses ..... ξ = 1.2
3 meses ..... ξ = 1.0

C.9.5.2.5 - Las deflexiones calculadas de acuerdo con C.9.5.2.1 a C.9.5.2.4 no deben ser superiores a los límites dados en la tabla C.9-2.

TABLA C.9-2
DEFLEXIONES MAXIMAS CALCULADAS PERMISIBLES

Tipo de elemento	deflexión que se considera	deflexión límite
Cubiertas planas que no soportan o no están unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes	Deflexión instantánea debida a la carga viva	$\frac{\ell}{180}$ Nota (1)
Losas que no soportan o no están unidos a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes	Deflexión instantánea debida a la carga viva	$\frac{\ell}{360}$
Cubiertas o losas que soportan o están unidos a elementos no estructurales susceptibles de daño debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que se presenta después de la unión a elementos no estructurales, o sea la suma de las deflexiones a largo plazo debida a cargas permanentes, más la instantánea debida a cualquier carga viva adicional - Véase la Nota (3)	$\frac{\ell}{480}$ Nota (2)
Cubiertas o losas que soporten o estén unidos a elementos no estructurales que no puedan ser dañados por deflexiones grandes		$\frac{\ell}{240}$ Nota (4)

Notas:
(1) La intención de este límite no es salvaguardar la eventualidad de acumulación de agua por efecto de la misma deflexión. Esta debe verificarse por medio de cálculos adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua acumulada y además considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, contraflechas, tolerancias de construcción y confiabilidad de los sistemas de drenaje.
(2) Este límite puede ser excedido si se toman medidas adecuadas para evitar el daño de los elementos soportados.
(3) Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.4 o C.9.5.4.2, pero pueden reducirse en la deflexión que se calcule que ocurre antes de instalar los elementos no estructurales. Esta última deflexión debe determinarse con base en datos apropiados acerca de las características de deflexiones a largo plazo de elementos similares a los considerados.
(4) No debe ser mayor que la tolerancia de los elementos no estructurales. El límite puede ser excedido si se provee una contraflecha tal que la deflexión total menos la contraflecha no exceda el límite.

C.9.5.3 - LOSAS EN DOS DIRECCIONES (NO PREESFORZADA) - La presente sección rige los espesores mínimos de losas y otros sistemas en dos direcciones diseñados de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.13 y cuyos paneles sean rectangulares con una relación de la luz más larga a la más corta dentro del panel no mayor de dos.

C.9.5.3.1 - El espesor de losas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados debe cumplir los requisitos de uno de C.9.5.3.2 o C.9.5.3.4. El espesor de losas con vigas interiores entre apoyos debe cumplir los requisitos de uno de C.9.5.3.3 o C.9.5.3.4.

C.9.5.3.2 - El espesor mínimo de losas sin vigas interiores entre apoyos debe cumplir los requisitos de la tabla C.9-3 y no debe ser menor de los valores siguientes:

(a) Losas sin ábacos (sobre espesores), tal como los define el Capítulo C.13 ..... **120** mm

(b) Losas con ábacos (sobre espesores), tal como los define el Capítulo C.13 ..... **100** mm

TABLA C.9-3
ESPESORES MINIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES

Resistencia Acero f_y MPa (1)	Sin ábacos (2)			Con ábacos (2)		
	Panel exterior		Panel interior	Panel exterior		Panel interior
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)	
240 MPa	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420 MPa	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$

Notas: **(1)** Para valores de la resistencia del acero entre 240 y 420 MPa se puede interpolar.
(2) Los ábacos están definidos en el Capítulo C.13.
(3) Losas con vigas entre columnas solos en los bordes. El valor de α para la viga de borde no debe ser menor de 0.8

C.9.5.3.3 - El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos en todos sus lados debe ser:

(a) Para $\alpha_m \leq 0.2$ se deben cumplir los requisitos de C.9.5.3.2.

(b) Para $2.0 \geq \alpha_m > 0.2$ el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} > 120 \text{ mm} \qquad \textbf{(C.9-6*)}$$

(c) Para $\alpha_m > 2.0$ el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm} \qquad \textbf{(C.9-7*)}$$

(d) Si en los bordes discontinuos no se coloca una viga de borde con una relación de rigidez α mayor de 0.8, hay necesidad de aumentar en un diez por ciento el espesor requerido por las ecuaciones C.9-6, o C.9-7 en el panel con el borde discontinuo.

C.9.5.3.4 - Se pueden utilizar losas con espesores menores que el mínimo requerido por C.9.5.3.1, C.9.5.3.2 y C.9.5.3.3 si se demuestra que las deflexiones calculadas no exceden lo límites dados en la tabla C.9-2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y el tipo de restricción existente en los bordes del panel. Para el cálculo de las deflexiones el módulo de elasticidad E_c del concreto debe ser el especificado en el Capítulo C.8. El momento de inercia efectivo debe ser el dado por la ecuación C.9-2. Es posible utilizar otros valores si las deflexiones calculadas concuerdan con resultados de ensayos apropiados. Las deflexiones adicionales a largo plazo deben calcularse de acuerdo con C.9.5.2.4.

C.9.5.4 - CONSTRUCCION PREESFORZADA - Los requisitos siguientes se aplican a construcción preesforzada diseñada de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.18.

C.9.5.4.1 - Las deflexiones inmediatas deben calcularse de acuerdo con los métodos usuales o las fórmulas para deflexiones elásticas, y los momentos de inercia de las secciones no fisuradas pueden ser los momentos de inercia de la sección bruta.

C.9.5.4.2 - Las deflexiones adicionales a largo plazo de elementos preesforzados de concreto deben calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo la acción de las cargas permanentes e incluyendo los efectos de flujo plástico, retracción de fraguado y relajación del acero.

C.9.5.4.3 - Las deflexiones calculadas de acuerdo con lo establecido en C.9.5.4.1 y C.9.5.4.2 no deben exceder los límites dados en la tabla C.9-2.

C.9.5.5 - CONSTRUCCION COMPUESTA - Los elementos compuestos, tal como los define el Capítulo C.17 deben cumplir los requisitos dados a continuación:

C.9.5.5.1 - *Construcción apuntalada* - Si los elementos compuestos se soportan durante la construcción, de tal manera que después de retirar los elementos temporales de apoyo la carga muerta es soportada en su totalidad por la sección compuesta, se permite considerar el elemento compuesto como un elemento equivalente a un elemento vaciado monolíticamente para efectos del cálculo de deflexiones. Si se calculan la deflexiones, debe tomarse en cuenta las curvaturas resultantes de la retracción de fraguado diferencial de los elementos prefabricados en comparación con los elementos vaciados en sitio, y los efectos de flujo plástico en los elementos preesforzados.

C.9.5.5.2 - *Construcción no apuntalada* - Si el espesor del elemento no preesforzado prefabricado cumple los requisitos de la tabla C.9-1 no hay necesidad de calcular las deflexiones. Si el espesor del elemento compuesto no preesforzado cumple los requisitos de la tabla C.9-1, no se requiere calcular las deflexiones

que ocurran después de que el elemento se vincule, pero las deflexiones a largo plazo del elemento prefabricado deben investigarse para la magnitud y duración de la carga antes de la vinculación.

C.9.5.5.3 - Las deflexiones calculadas según C.9.5.5.1 y C.9.5.5.2 no deben exceder los límites dados en la tabla C.9-2.

■

CAPITULO C.10
FLEXION Y FUERZA AXIAL

C.10.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{a}$ = altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en C.10.2.7.

$\mathbf{A}$ = área efectiva, por barra, del concreto sometido a tracción que circunda el refuerzo de flexión a tracción. Se calcula como el área de concreto que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida por el número de barras o alambres de refuerzo, en mm² de concreto por barra o alambre. Cuando el refuerzo de flexión consiste en barras o alambres de diferente diámetro, debe determinarse utilizando un número equivalente de barras calculado como el área total de refuerzo dividida por el área de la barra o alambre de mayor diámetro.

$\mathbf{A_c}$ = área del núcleo de un elemento sometido a compresión, reforzado con espirales, medida hasta el diámetro exterior de la espiral, expresada en mm².

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, expresada en mm².

$\mathbf{A_s}$ = área del refuerzo, no preesforzado, sometido a tracción expresada en mm².

$\mathbf{A_{sk}}$ = área de refuerzo de superficie, por unidad de longitud en la altura de una cara del elemento, en mm²/m. Véase C.10.6.7.

$\mathbf{A_{s,min}}$ = área mínima del refuerzo para flexión, sometido a tracción expresada en mm².

$\mathbf{A_{st}}$ = área total del refuerzo longitudinal, (barras o perfiles de acero), expresada en mm².

$\mathbf{A_t}$ = área del perfil de acero estructural, tubo o tubería en una sección compuesta, expresada en mm².

$\mathbf{A_1}$ = área cargada.

$\mathbf{A_2}$ = área de la base inferior del máximo tronco de pirámide, cono o cuña contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene como cara superior el área cargada y cuyos lados caen con una pendiente de 1 vertical a 2 horizontal.

$\mathbf{b}$ = ancho de la cara del elemento, sometida a compresión, expresada en mm.

$\mathbf{b_f}$ = ancho del ala en una viga con sección en forma de T, expresada en mm.

$\mathbf{b_w}$ = ancho del alma, expresada en mm.

$\mathbf{c}$ = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el eje neutro, expresada en mm.

$\mathbf{C_m}$ = coeficiente que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.

$\mathbf{d}$ = distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el centroide del refuerzo sometido a tracción, expresada en mm.

$\mathbf{d_c}$ = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema sometida a tracción hasta el centro de la barra o alambre localizado más cerca a dicha fibra, en mm.

$\mathbf{d_t}$ = distancia desde la fibra extrema en compresión al refuerzo extremo en tracción, en mm.

$\mathbf{E_c}$ = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa. Véase C.8.5.4.

$\mathbf{E_s}$ = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, expresado en MPa. Véase C.8.5.5.

$\mathbf{EI}$ = rigidez a la flexión de un elemento sometido a compresión. Véanse las ecuaciones C.10-12 y C.10-13.

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\mathbf{f_s}$ = esfuerzo en el acero de refuerzo calculado al nivel de cargas de servicio, en MPa.

$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa.

$\mathbf{h}$ = espesor o altura total del elemento, expresada en mm.

$\mathbf{I_g}$ = momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal, sin tomar en cuenta el refuerzo.

$\mathbf{I_{se}}$ = momento de inercia del refuerzo alrededor del eje centroidal de la sección transversal del elemento.

$\mathbf{I_t}$ = momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o tubería, alrededor del centroide de la sección transversal de un elemento compuesto.

$\mathbf{k}$ = coeficiente de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión.

ℓ_c = longitud de un elemento sometido a compresión de un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico.

ℓ_u = longitud no soportada de un elemento sometido a compresión.

$\mathbf{M_c}$ = momento mayorado que debe utilizarse en el diseño de elementos sometidos a compresión.

$\mathbf{M_u}$ = momento máximo mayorado.

$\mathbf{M_1}$ = es el menor de los momentos mayorados en los extremos de un elemento sometido a compresión, positivo si el elemento se deforma en curvatura simple y negativo si se deforma en curvatura doble.

$\mathbf{M_2}$ = el mayor de los momentos mayorados en los extremos de un elemento sometido a compresión, siempre positivo.
$\mathbf{M_{2,min}}$ = valor mínimo de $\mathbf{M_2}$.
$\mathbf{P_b}$ = resistencia nominal a carga axial, en condiciones balanceadas de deformación. Véase C.10.3.2
$\mathbf{P_c}$ = carga crítica. Véase la ecuación C.10-11.
$\mathbf{P_n}$ = resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
$\mathbf{P_o}$ = resistencia nominal a carga axial para excentricidad nula.
$\mathbf{P_u}$ = carga axial mayorada para una excentricidad dada $\leq \phi\mathbf{P_n}$.
$\mathbf{Q}$ = Indice de estabilidad. Véase C.10.11.5
$\mathbf{r}$ = radio de giro de la sección transversal de un elemento sometido a compresión.
$\mathbf{V_u}$ = suma de las fuerzas horizontales mayoradas que actúan sobre la estructura y acumuladas hasta el nivel del piso considerado (fuerza cortante mayorada del piso).
$\mathbf{z}$ = parámetro que limita la distribución y separación del acero de refuerzo para flexión. (Véase C.10.6).
β_1 = coeficiente definido en C.10.2.7.
β_d = relación de la máxima carga axial mayorada de carga muerta a la máxima carga axial mayorada total, cuando la carga se debe únicamente a los efectos gravitacionales en el cálculo de $\mathbf{P_c}$ en C.10.11.9.2, o la relación entre la máxima fuerza horizontal permanente y la máxima fuerza horizontal total en el piso en C.10.11.10.
Δ_o = deriva de primer orden, o sea el desplazamiento horizontal relativo de la parte superior con respecto a la parte inferior del piso considerado, debida a la fuerza cortante total mayorada $\mathbf{V_u}$ que actúa sobre el piso.
δ = coeficiente de amplificación del momento flector debido a efectos de esbeltez.
δ_ℓ = coeficiente local de amplificación de momentos, para tener en cuenta los efectos de la curvatura producidos entre los extremos de un elemento sometido a compresión.
δ_g = coeficiente global de amplificación de todas las fuerzas internas de los elementos de un piso de un edificio, para tener en cuenta los efectos globales de esbeltez (efecto P-Delta).
0_t = deformación unitaria neta en tracción del refuerzo extremo en tracción al nivel de resistencia nominal.
ρ = cuantía del refuerzo no preesforzado sometido a tracción **(=** $\mathbf{A_s/db}$**)**.
ρ_b = cuantía del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.
ρ_s = relación del volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de las espirales), en un elemento a compresión reforzado con espirales.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (Véase C.9.3).

C.10.1 - ALCANCE

C.10.1.1 - Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse en el diseño de elementos sometidos a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas.

C.10.1.2 - El tamaño de las secciones de vigas y columnas está limitado en las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) de acuerdo con el Capítulo C.21.

C.10.2 - SUPOSICIONES DE DISEÑO

C.10.2.1 - El diseño de los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a fuerza axial, debe realizarse por el método de la resistencia (Véase el Título B) y debe basarse en las suposiciones establecidas en C.10.2.2 a C.10.2.7 cumpliendo las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

C.10.2.2 - Las deformaciones unitarias del refuerzo y del concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro del elemento, excepto que en elementos de gran altura sometidos a flexión, con relaciones de altura total a luz libre mayores de 2/5 para luces continuas y 4/5 para luces simples, debe considerarse una distribución no lineal de la deformación. (Véase C.10.7)

C.10.2.3 - La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.

C.10.2.4 - El esfuerzo en el refuerzo para valores menores a la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$, debe tomarse como $\mathbf{E_s}$ veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a $\mathbf{f_y}$, el esfuerzo en el refuerzo debe considerarse independiente de la deformación e igual a $\mathbf{f_y}$.

C.10.2.5 - No debe tomarse en cuenta la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de concreto reforzado a flexión, excepto cuando se cumplan los requisitos de C.18.4.

C.10.2.6 - La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión del concreto y la deformación unitaria del mismo, puede suponerse rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé como resultado una predicción de resistencia que concuerde substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos.

C.10.2.7 - Los requisitos de C.10.2.6 pueden cumplirse utilizando la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto que se define a continuación:

C.10.2.7.1 - Se supone un esfuerzo en el concreto igual a $0.85f'_c$ distribuido uniformemente sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes laterales de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, localizada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de máxima deformación unitaria sometida a compresión.

C.10.2.7.2 - La distancia c desde la fibra de máxima deformación hasta el eje neutro, debe medirse en una dirección perpendicular a dicho eje.

C.10.2.7.3 - El coeficiente β_1, debe tomarse como 0.85 para resistencias nominales a la compresión del concreto f'_c, hasta 28 MPa inclusive. Para resistencias por encima de 28 MPa debe reducirse a razón de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia por encima de 28 MPa, pero β_1 no puede ser menor de 0.65.

C.10.3 - PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

C.10.3.1 - El diseño de secciones transversales sometidas a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas, debe estar basado en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, utilizando las suposiciones de C.10.2.

C.10.3.2 - La condición balanceada de deformaciones en una sección transversal se presenta cuando el refuerzo de tracción alcanza la deformación que corresponde a su resistencia nominal a la fluencia f_y, al mismo tiempo en que el concreto a compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable de 0.003.

C.10.3.3 - En los elementos sometidos a flexión o a flexo-compresión, cuya resistencia de diseño a fuerza axial ϕP_n sea menor que la más pequeña entre $0.10f'_cA_g$ y ϕP_b, la cuantía del refuerzo que se suministre no debe exceder de $0.75\rho_b$ donde ρ_b es la cuantía que produce condiciones de falla balanceadas de deformación para la sección sometida a flexión sin fuerza axial. Para los elementos con refuerzo de compresión, la porción de ρ_b equilibrada por el refuerzo de compresión, no debe reducirse por el factor 0.75.

C.10.3.3.1 - En las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C.21.

C.10.3.4 - Puede utilizarse refuerzo de compresión conjuntamente con refuerzo adicional de tracción, para aumentar la resistencia de los elementos sometidos a flexión.

C.10.3.5 - La resistencia de diseño a fuerza axial ϕP_n de los elementos sometidos a compresión, no debe ser mayor que:

C.10.3.5.1 - Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumpla con C.7.10.2, o para elementos compuestos que cumplan con C.10.14:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_yA_{st}\right] \qquad \textbf{(C.10-1)}$$

C.10.3.5.2 - Para elementos no preesforzados, reforzados con estribos cerrados que cumplan con el numeral C.7.10.3:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi\left[0.85 f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \textbf{(C.10-2)}$$

C.10.3.5.3 - Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño a fuerza axial ϕP_n no debe ser mayor de 0.85 (para el caso de refuerzo con espirales) ni de 0.80 (en caso de refuerzo con estribos cerrados) de la resistencia de diseño a fuerza axial para excentricidad nula, ϕP_o.

C.10.3.6 - Los elementos sometidos a fuerza axial de compresión, deben diseñarse para el momento máximo que pueda acompañar a la fuerza axial, en la misma combinación de mayoración. La fuerza axial mayorada P_u, para una excentricidad dada, no debe exceder a la establecida en C.10.3.5. El máximo momento mayorado M_u debe amplificarse debido a los efectos de esbeltez, de acuerdo con C.10.10.

C.10.4 - DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES EN VIGAS

C.10.4.1 - El espaciamiento de los apoyos laterales para una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara a compresión.

C.10.4.2 - Deben tenerse en cuenta los efectos de excentricidad lateral de la carga para determinar el espaciamiento de los apoyos laterales.

C.10.5 - REFUERZO MINIMO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

C.10.5.1 - En toda sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo a tracción, exceptuando lo prescrito en C.10.5.2 a C.10.5.5, el A_s suministrado no debe ser menor que el dado por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} d b_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} d b_w \geq \frac{1.4}{f_y} d b_w \qquad \textbf{(C.10-3*)}$$

C.10.5.2 - Para secciones en forma de T, donde el ala está sometida a tracción y el alma a compresión, el A_s suministrado no debe ser menor que el mínimo valor obtenido por medio de las ecuaciones C.10-4a o C.10-4b:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2 f_y} d b_w \qquad \textbf{(C.10-4a*)}$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} d b_f \qquad \textbf{(C.10-4b*)}$$

Donde b_w es el ancho del alma y b_f el del ala.

C.10.5.3 - Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 pueden dispensarse si en todas las secciones del elemento la cuantía de refuerzo a tracción suministrada es mayor al menos en un tercio de la requerida por análisis.

C.10.5.4 - En las losas estructurales de espesor uniforme, el área mínima y el espaciamiento máximo del refuerzo en la dirección de la luz deben ser los que se requieren para retracción y variación de temperatura de acuerdo con C.7.12. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder del mínimo de tres veces el espesor de la losa o zapata, ni 500 mm.

C.10.5.5 - Para zapatas debe consultarse C.15.4.5.

C.10.5.6 - En las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C.21.

C.10.6 - DISTRIBUCION DEL REFUERZO DE FLEXION EN VIGAS Y LOSAS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCION

C.10.6.1 - Esta sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas que trabajan en una dirección. Los requisitos de esta sección pueden ser insuficientes en estructuras expuestas a ambientes muy agresivos o que deben ser impermeables. En estas estructuras se deben utilizar requisitos más estrictos.

C.10.6.2 - La distribución del refuerzo de flexión en losas que trabajan en dos direcciones, debe ser la indicada en el Capítulo C.13.

C.10.6.3 - El refuerzo para tracción de flexión debe distribuirse uniformemente dentro de las zonas de máxima tracción de flexión de la sección transversal del elemento de acuerdo con los requisitos de C.10.6.4. Alternativamente a la evaluación requerida en C.10.6.4, la distribución del refuerzo de flexión con el fin de limitar la fisuración por flexión puede considerarse adecuada si se cumplen los requisitos de separación del refuerzo dados en C.10.6.5.

C.10.6.4 - Cuando la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo $\mathbf{f_y}$, excede 300 MPa, las secciones transversales de máximo momento positivo y negativo deben dimensionarse de tal manera que el parámetro $\mathbf{z}$ dado por:

$$\mathbf{z = f_s \sqrt[3]{d_c A}} \qquad \textbf{(C.10-5)}$$

no exceda 30 MN/m para concreto que no se encuentra expuesto a la intemperie y de 25 MN/m para concreto expuesto a la intemperie. El esfuerzo calculado para el refuerzo al nivel de cargas de servicio $\mathbf{f_s}$, en MPa, debe calcularse dividiendo el momento por el producto del área de acero de refuerzo y el brazo interno del momento. Alternativamente, se permite utilizar un valor de $\mathbf{f_s}$ igual al 60 por ciento de la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$. Al calcular $\mathbf{z}$, el valor utilizado para $\mathbf{d_c}$ puede basarse en el espesor mínimo del recubrimiento de concreto aplicable, de los indicados en C.7.7.

C.10.6.5 – Alternativamente, en aquellos casos en los cuales $\mathbf{f_y}$ no excede 420 MPa, el refuerzo de tracción por flexión en vigas debe distribuirse de tal manera que el ancho de la viga, dividido por el número de barras, o paquetes de barras, no exceda 225 mm para concreto que no está expuesto a la intemperie, ni 125 mm para concreto expuesto a la intemperie. Para efectos de este requisito, las barra o paquetes de ellas, que tengan un área menor que un cuarto del área de la barra, o paquete, con mayor área, pueden no ser tenidas en cuenta. Cuando el acero de refuerzo tiene una resistencia a la fluencia mayor de 420 MPa o cuando los espesores de las fisuras deban limitarse por otras consideraciones, incluyendo las estéticas, la distribución del refuerzo de tracción por flexión debe determinarse siguiendo los requisitos de C.10.6.4.

C.10.6.6 - Cuando las alas de vigas T estén sometidas a tracción, una fracción del acero de refuerzo de tracción debe distribuirse a lo largo del ancho efectivo de ala definido en C.8.5.7, o en un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede 1/10 de la luz, debe colocarse algún refuerzo longitudinal en las porciones externas del ala.

C.10.6.7 - Si la altura del alma excede de 0.90 m, debe colocarse refuerzo longitudinal de superficie distribuido uniformemente en ambas caras del elemento dentro de la distancia vertical $\mathbf{d/2}$ más cercana al refuerzo de flexión a tracción. El área de refuerzo de superficie $\mathbf{A_{sk}}$ en cada cara, en mm² por metro de altura, debe ser mayor, o igual, a $\mathbf{1.0[d-750]}$. El máximo espaciamiento del refuerzo de superficie no debe exceder $\mathbf{d/6}$ o 300 mm. Tal refuerzo puede incluirse en los cálculos de resistencia si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales. No hay necesidad de que el área total de refuerzo de superficie de ambas caras exceda la mitad del área requerida de refuerzo de flexión en tracción.

C.10.7 - ELEMENTOS DE GRAN ALTURA SOMETIDOS A FLEXION

C.10.7.1 - Los elementos sometidos a flexión con relaciones de altura total a la luz libre, mayores de 2/5 para luces continuas, o de 4/5 para luces simples, deben diseñarse como elementos de gran altura sometidos a flexión, teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral. (Véase también C.12.10.6).

C.10.7.2 - La resistencia a esfuerzos cortantes de los elementos de gran altura sometidos a flexión debe realizarse de acuerdo con C.11.8.

C.10.7.3 - El refuerzo mínimo de flexión a tracción debe ceñirse a C.10.5.

C.10.7.4 - El refuerzo mínimo, horizontal y vertical, en las caras laterales de los elementos de gran altura sometidos a flexión, debe ser el mayor del requerido en C.11.8.8, C.11.8.9 y C.11.8.10 ó C.14.3.2 y C.14.3.3.

C.10.8 - DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESION

C.10.8.1 - ELEMENTOS AISLADOS A COMPRESION CON ESPIRALES MULTIPLES - Los limites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia, por fuera de los límites extremos de las espirales, igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido en C.7.7.

C.10.8.2 - ELEMENTOS A COMPRESION CONSTRUIDOS MONOLITICAMENTE CON UN MURO - Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado transversalmente con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pila de concreto, debe tomarse 40 mm por fuera de la espiral o los estribos.

C.10.8.3 - SECCION CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION - En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma puede considerarse como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, deben basarse en esa sección circular equivalente.

C.10.8.4 - **DIMENSIONES MINIMAS DE LAS COLUMNAS** - Ninguna columna de la estructura principal puede tener un diámetro menor de 0.25 m para columnas circulares, ni una dimensión menor de 0.20 m con área de 0.06 m², para columnas rectangulares. En las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*), se exigen dimensiones mayores de acuerdo con el Capítulo C.21.

C.10.8.5 - LIMITES DE LA SECCION - En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*) para determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño en un elemento sometido a compresión, con una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se puede utilizar un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total. En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) el refuerzo mínimo, longitudinal y transversal, y la resistencia de diseño deben basarse en la sección total del elemento, a menos que la carga axial mayorada de diseño $\mathbf{P_u}$ sea menor que $\mathbf{0.10\ f'_c\ A_g}$, caso en el cual puede utilizarse un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total.

C.10.9 - LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION

C.10.9.1 - El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión no compuestos, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta $\mathbf{A_g}$ de la sección. Deben cumplirse además los requisitos del Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*).

C.10.9.2 - El número mínimo de barras del refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión es de 4 para barras colocadas dentro de estribos rectangulares o circulares, de 3 dentro de estribos triangulares y de 6 para barras longitudinales colocadas dentro de espirales que cumplan C.10.9.3.

C.10.9.3 - La cuantía del refuerzo en espiral ρ_s no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad \textbf{(C.10-6)}$$

en donde $\mathbf{f_y}$ es la resistencia nominal a la fluencia del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 420 MPa

C.10.9.4 - En las estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) se exige refuerzo transversal adicional en las columnas de acuerdo con el Capítulo C.21.

C.10.10 - EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESION

C.10.10.1 - El diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte, debe hacerse utilizando las fuerzas y momentos mayorados determinados mediante un análisis de segundo orden de la estructura. El análisis de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de: la no linealidad de los materiales, la fisuración de los elementos, la curvatura del elemento, las derivas de la estructura, los efectos de duración de las cargas, la retracción de fraguado y el flujo plástico del concreto, y la interacción de la estructura con la cimentación sobre la cual se apoya. Si las dimensiones de las secciones de los elementos utilizadas en el análisis tienen variaciones mayores del 10 por ciento con respecto a las dimensiones que se muestran en los planos, el análisis debe repetirse. Debe demostrarse que los procedimientos de análisis de segundo orden conducen a predicciones del comportamiento y resistencia de la estructura que coinciden substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos de columnas de estructuras hiperestáticas.

C.10.10.2 - En lugar del procedimiento establecido en C.10.10.1, el diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte; puede basarse en las fuerzas axiales y momentos provenientes de un procedimiento aproximado de análisis como el descrito en la sección C.10.11.

C.10.11 - EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

C.10.11.1 - PROPIEDADES PARA EL ANALISIS DE PRIMER ORDEN - Las derivas de primer orden, Δ_o, para las cargas axiales mayoradas, P_u, y los momentos mayorados, M_1 y M_2, en los extremos de la columna, deben obtenerse por medio de un análisis elástico utilizando las propiedades que defina el ingeniero diseñador a su criterio. Pueden emplearse al respecto las recomendaciones de la sección C.8.5.3. Cuando las deformaciones provienen de un análisis empleando secciones fisuradas, y las fuerzas que conducen a las máximas derivas son las fuerzas sísmicas, las derivas de primer orden, Δ_o, se pueden multiplicar por un factor igual a 0.7 (véase la sección A.6.4.2.1).

C.10.11.2 - RADIO DE GIRO - El radio de giro r de los elementos de compresión puede tomarse como 0.30 veces la dimensión total del la sección en la dirección bajo estudio de estabilidad para secciones rectangulares y de 0.25 veces el diámetro para secciones circulares. Para otras clases de secciones r debe calcularse para la sección bruta de concreto.

C.10.11.3 - LONGITUD NO SOPORTADA DE ELEMENTOS A COMPRESION

C.10.11.3.1 - La longitud no soportada ℓ_u de un elemento a compresión debe tomarse como la distancia libre entre losas de entrepiso, vigas, u otros elementos capaces de suministrar soporte lateral al elemento a compresión.

C.10.11.3.2 - Cuando la columna tenga capitel o existan ménsulas, la longitud no soportada debe medirse hasta la parte más baja del capitel o ménsula en el plano bajo consideración.

C.10.11.4 - CLASIFICACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ - Para tener en cuenta los efectos de esbeltez deben considerarse:

(a) los efectos locales (pandeo local) que afectan a los elementos individuales, los cuales deben tomarse en cuenta de acuerdo con los requisitos de C.10.11.9, en todos los elementos a compresión de la estructura ya sea que hagan parte de pisos que se consideren susceptibles de ladeo o de pisos que se consideren no susceptibles de ladeo.

(b) los efectos globales de segundo orden (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto y que solo se toman en cuenta en los pisos que se consideren susceptibles de ladeo de acuerdo con los requisitos de C.10.11.6 o cuando así lo requiera el Capítulo A.6 para las fuerzas sísmicas.

C.10.11.5 - **INDICE DE ESTABILIDAD** - Para establecer el grado de susceptibilidad al ladeo de un piso determinado, debe usarse el índice de estabilidad Q, calculado de acuerdo con la ecuación C.10-7:

$$Q = \frac{\Sigma P \Delta_o}{V \ell_c} \qquad \textbf{(C.10-7)}$$

En donde:

ΣP = Valor de la suma de cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración, sin mayorar, pero incluyendo toda la carga muerta y viva.

Q = Indice de estabilidad.

V = Suma de las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura, acumuladas hasta el nivel del piso considerado. La contribución de las fuerzas sísmicas a V, se debe determinar empleando las fuerzas sísmicas F_s (sin dividir por R).

ℓ_c = Altura del piso bajo consideración medida centro a centro de los nudos del pórtico.

Δ_o = Deriva (desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado), debida a la fuerza cortante total V que actúa sobre el piso y calculada de acuerdo con un análisis elástico de primer orden utilizando las propiedades de las secciones prescritas en C.10.11.1, correspondientes al estado límite al cual se definió V.

El cálculo del índice de estabilidad debe realizarse para las combinaciones de carga dadas en B.2.4.2, que incluyan fuerzas horizontales. Debe obtenerse así un valor de Q para cada ecuación de mayoración que incluya fuerzas horizontales.

C.10.11.5.1 - *Indice de estabilidad para fuerzas sísmicas* - Para el cálculo del índice estabilidad, Q, de combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas, deben emplearse los valores de deriva tal como se define para este propósito en el Capítulo A.6 de este Reglamento. Además deben cumplirse los límites máximos para el índice de estabilidad que se dan allí.

C.10.11.6 - CLASIFICACION DE LOS PISOS SEGUN SU INDICE DE ESTABILIDAD - Los pisos se clasifican de la siguiente manera:

C.10.11.6.1 - *Pisos no susceptibles de ladeo* - Se considera que un piso no es susceptible de ladeo cuando tiene un índice de estabilidad, Q, menor que 0.10.

C.10.11.6.2 - *Pisos susceptibles de ladeo* - Los pisos con índices de estabilidad, Q, mayores o iguales a 0.10 se consideran susceptibles de ladeo y se les debe dar el siguiente tratamiento:

(a) Cuando el índice de estabilidad de un piso esté entre 0.10 y 0.30 los efectos globales de esbeltez pueden tenerse en cuenta según C.10.11.10.

(b) Cuando el índice de estabilidad, Q, esté entre 0.30 y 0.50, los efectos globales de esbeltez deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de C.10.10.1.

(c) Cuando el índice de estabilidad, Q, sea mayor de 0.50 debe considerarse que el piso es inestable y debe ser rigidizado adecuadamente.

C.10.11.7 - ESBELTEZ MAXIMA - No se permite el empleo de elementos a compresión que tengan una esbeltez, $k\ell_u / r$, mayor de 100; a menos que se realice un análisis detallado de todas las fuerzas internas y momentos del pórtico, siguiendo los requisitos de C.10.10.1.

C.10.11.8 - COLUMNAS CON FLEXION BIAXIAL - En elementos a compresión sometidos a flexión alrededor de sus dos ejes principales, el momento alrededor de cada eje debe amplificarse separadamente de acuerdo con las condiciones de restricción correspondientes a ese eje.

C.10.11.9 - EFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ - Los efectos locales de esbeltez deben considerarse para todas las combinaciones de mayoración de carga prescritas en B.2.4.2 del Título B del presente Reglamento. Pueden ignorarse los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12\left(M_1/M_2\right) \qquad \textbf{(C.10-8)}$$

donde M_1/M_2 no debe tomarse menor que **-0.5** y M_1/M_2 es positivo si la columna está deformada en curvatura simple.

C.10.11.9.1 - En los elementos a compresión que hagan parte de pisos no susceptibles de ladeo, el coeficiente de longitud efectiva, $\mathbf{k}$, debe tomarse como la unidad a menos que por medio de un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor. Para el cálculo de $\mathbf{k}$ deben utilizarse los valores de $\mathbf{E}$ e $\mathbf{I}$ dados en C.10.11.1.

C.10.11.9.2 - Las columnas deben diseñarse para la carga axial mayorada $\mathbf{P_u}$ y el momento amplificado por efectos de pandeo local $\mathbf{M_c}$, utilizando el coeficiente de amplificación por efectos locales de pandeo δ_ℓ:

$$\mathbf{M_c = \delta_\ell M_2} \qquad \textbf{(C.10-9)}$$

donde el coeficiente local de amplificación, δ_ℓ, está dado por:

$$\delta_\ell = \frac{\mathbf{C_m}}{\mathbf{1 - \dfrac{P_u}{0.75\,P_c}}} \geq \mathbf{1.0} \qquad \textbf{(C.10-10)}$$

La carga crítica de la columna, $\mathbf{P_c}$, se debe calcular utilizando:

$$\mathbf{P_c = \frac{\pi^2 E\,I}{\left(k\,\ell_u\right)^2}} \qquad \textbf{(C.10-11)}$$

La rigidez $\mathbf{EI}$ para el cálculo de la carga crítica debe tomarse como:

$$\mathbf{EI = \frac{0.2E_cI_g + E_sI_{se}}{\left(1+\beta_d\right)}} \qquad \textbf{(C.10-12)}$$

o bien

$$\mathbf{EI = \frac{0.4E_cI_g}{\left(1+\beta_d\right)}} \qquad \textbf{(C.10-13)}$$

C.10.11.9.3 - En los elementos sin fuerzas transversales entre apoyos, $\mathbf{C_m}$ debe tomarse como:

$$\mathbf{C_m = 0.6 + 0.4\left(M_1/M_2\right) \geq 0.4} \qquad \textbf{(C.10-14)}$$

donde $\mathbf{M_1/M_2}$ es positivo si la columna esta deformada en curvatura simple. Para elementos con fuerzas transversales entre apoyos el valor de $\mathbf{C_m}$ debe tomarse como la unidad ($\mathbf{C_m}$=1.0).

C.10.11.9.4 - El momento mayorado $\mathbf{M_2}$ que se utiliza en la ecuación C.10-9 no debe tomarse menor de:

$$\mathbf{M_{2,min} = P_u\left(15 + 0.03h\right)} \qquad \textbf{(C.10-15)}$$

con respecto a cada eje independientemente $\mathbf{15}$ y $\mathbf{h}$ están dados en mm. En los elementos donde $\mathbf{M_{2,min}}$ gobierne, el valor de $\mathbf{C_m}$ debe tomarse como la unidad o debe obtenerse por medio de la ecuación C.10-14 utilizando $\mathbf{M_{2,min}}$ en vez de $\mathbf{M_2}$.

C.10.11.10 - EFECTOS GLOBALES DE ESBELTEZ

C.10.11.10.1 - En los elementos a compresión que hagan parte de pisos susceptibles de ladeo, el coeficiente de longitud efectiva, $\mathbf{k}$, debe ser mayor que la unidad. Para el cálculo de $\mathbf{k}$ deben utilizarse los valores de $\mathbf{E}$ e $\mathbf{I}$ dados en C.10.11.1.

C.10.11.10.2 - En los elementos individuales a compresión que hagan parte de pisos susceptibles de ladeo, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando $\mathbf{k\,\ell_u/r}$ sea menor que 22.

C.10.11.10.3 - Los efectos globales de esbeltez pueden tomarse en cuenta por medio de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces dadas en C.10.11.1. Alternativamente, cuando el índice de estabilidad sea menor o igual a 0.3, los efectos globales de esbeltez de cada piso pueden tenerse en cuenta multiplicando por un coeficiente global de amplificación δ_g todas las fuerzas internas de vigas, columnas y muros, producidas por las fuerzas horizontales mayoradas y obtenidas mediante un análisis elástico de primer orden. Esta consideración debe realizarse para las combinaciones de mayoración de carga que incluyan fuerzas horizontales de las dadas en B.2.4.2. El valor de δ_g se obtiene de:

$$\delta_g = \frac{1}{1-Q} \qquad \textbf{(C.10-16)}$$

Cuando actúan fuerzas horizontales de carácter permanente como empujes de tierra, debe tenerse en cuenta su efecto usando (Q') en vez de Q en la ecuación C.10-16, donde:

$$Q' = Q\left(1+\beta_d\right) \qquad \textbf{(C.10-17)}$$

C.10.11.10.4 - Si un miembro a compresión individual, en estructuras susceptibles de ladeo, tiene, para cualquiera de las combinaciones de carga que incluyen fuerzas horizontales:

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\dfrac{P_u}{f'_c A_g}}} \qquad \textbf{(C.10-18)}$$

en su diseño se debe utilizar la carga axial mayorada P_u, y el momento M_c obtenido de acuerdo con C.10.11.9.2 a C.10.11.9.4, pero allí M_1 y M_2 deben estar amplificadas apropiadamente por δ_g. siguiendo C.10.11.10.3.

C.10.12 - TRANSMISION DE LAS CARGAS DE COLUMNAS A TRAVES DE LOS SISTEMAS DE ENTREPISO

C.10.12.1 - Cuando la resistencia a la compresión especificada del concreto de una columna sea 1.4 veces que la especificada para el sistema de entrepiso, para el caso de columnas interiores y de borde, o mayor que 1.2 veces para el caso de columnas esquineras, la transmisión de la carga a través del sistema de entrepiso debe lograrse de una de las formas siguientes:

C.10.12.1.1 - La resistencia de la columna en el nudo puede calcularse utilizando una resistencia efectiva del concreto de la columna dentro del nudo, $(f'_c)_{efec}$, calculada en función de la resistencia del concreto de la columna, $(f'_c)_{col}$, y de la losa, $(f'_c)_{losa}$, así:

(a) Para columnas interiores:

$$(f'_c)_{efec} = \frac{0.25}{(h_p/b_c)}(f'_c)_{col} + \left[1.4 - \frac{0.35}{(h_p/b_c)}\right](f'_c)_{losa} \le (f'_c)_{col} \qquad \textbf{(C.10-19)}$$

En la ecuación anterior el cociente (h_p/b_c) no debe ser menor de un tercio, donde h_p es la altura total de la losa, y b_c es la menor dimensión de la sección de la columna.

(b) Para columnas de borde:

$$(f'_c)_{efec} = 1.4\,(f'_c)_{losa} \le (f'_c)_{col} \qquad \textbf{(C.10-20)}$$

(c) Para columnas esquineras:

$$(f'_c)_{efec} = 1.2\,(f'_c)_{losa} \le (f'_c)_{col} \qquad \textbf{(C.10-21)}$$

en cualquiera de los casos (a) a (c), pueden utilizarse barras longitudinales adicionales y estribos o espirales, si así se requiere

C.10.12.1.2 - Debe colocarse concreto de la resistencia especificada para la columna, en el sistema de entrepiso, alrededor de ella, extendiéndose lateralmente 600 mm medidos a partir de la cara de la columna. El concreto de la columna debe quedar bien integrado con el concreto del piso, y debe colocarse de acuerdo con los numerales C.6.4.5 y C.6.4.6.

C.10.13 - RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE CONTACTO (APLASTAMIENTO)

C.10.13.1 - Los requisitos de esta sección, no son aplicables a los anclajes de concreto preesforzado.

C.10.13.2 - La resistencia de diseño del concreto a los esfuerzos de contacto (aplastamiento) no debe exceder de $\phi\ 0.85\ f'_c\ A_1$; excepto cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia de diseño al aplastamiento sobre el área cargada puede multiplicarse por

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

C.10.14 - ELEMENTOS COMPUESTOS A COMPRESION

C.10.14.1 - Los elementos compuestos a compresión incluyen todos los elementos reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural o tubería de acero, con o sin barras de refuerzo longitudinales.

C.10.14.2 - La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones límites aplicables a elementos de concreto reforzado.

C.10.14.3 - La resistencia a carga axial que se asigne al concreto de un elemento compuesto debe estar garantizada por la transferencia de la carga a través de elementos o acoples que tengan apoyo directo sobre el concreto del elemento compuesto.

C.10.14.4 - La porción de la carga axial que no se asigne al concreto del elemento compuesto debe ser transmitida al perfil de acero estructural por medio de una conexión directa al mismo.

C.10.14.5 - Para efectos de evaluar los efectos locales de esbeltez en los elementos compuestos a compresión el valor del radio de giro, r, de la sección no debe tomarse mayor que el obtenido al despejar r de la ecuación C.10-22.

$$r = \sqrt{\frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_t}{\frac{E_c A_g}{5} + E_s A_t}} \qquad \textbf{(C.10-22)}$$

En lugar de un computo más preciso de EI en la ecuación C.10-11, éste puede tomarse de acuerdo con la ecuación C.10-12 o por medio de:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5}}{(1+\beta_d)} + E_s I_t \qquad \textbf{(C.10-23)}$$

C.10.14.6 - NUCLEO DE CONCRETO CONFINADO POR ACERO ESTRUCTURAL - En los elementos compuestos que tengan un núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del elemento de acero estructural no debe ser menor de:

$$b\sqrt{f_y/3E_s}$$

para cada cara de ancho b, ni

$$h\sqrt{f_y/8E_s}$$

para secciones circulares de diámetro h.

Las barras de refuerzo longitudinal localizadas dentro del núcleo pueden considerarse en el cálculo de A_t e I_t

C.10.14.7 - REFUERZO EN ESPIRAL COLOCADO ALREDEDOR DEL NUCLEO DE ACERO ESTRUCTURAL - Los elementos compuestos que tengan refuerzo en espiral alrededor del núcleo de acero estructural, deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) La resistencia nominal especificada del concreto, f'_c, no debe ser menor de 17 MPa.

(b) La resistencia nominal a la fluencia del acero del núcleo de acero estructural debe ser aquella del tipo de acero estructural utilizado, pero no debe ser mayor de 350 MPa.

(c) La espiral debe cumplir C.10.9.3.

(d) La suma de las áreas de las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no debe ser menor de 0.01 veces ni exceder 0.06 veces el área neta de concreto de la sección

(e) Las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral pueden tomarse en cuenta para efectos de calcular A_t e I_t

C.10.14.8 - ESTRIBOS COLOCADOS ALREDEDOR DEL NUCLEO DE ACERO ESTRUCTURAL - Los elementos compuestos que tengan refuerzo en forma de estribos colocados alrededor del núcleo de acero estructural, deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) La resistencia nominal especificada del concreto, f'_c, no debe ser menor de 17 MPa.

(b) La resistencia nominal a la fluencia del acero del núcleo de acero estructural debe ser aquella del tipo de acero estructural utilizado, pero no debe ser mayor de 350 MPa.

(c) Los estribos deben rodear totalmente el núcleo de acero estructural.

(d) Los estribos deben ser de barra de un diámetro no menor de 1/50 veces la mayor dimensión del elemento compuesto, ni menor de Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y no se requiere que sean mayores de barra Nº 5 (5/8") ó 16M (16 mm). Se permite utilizar malla electrosoldada con un área equivalente.

(e) El espaciamiento vertical entre estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de la barra del estribo ni la mitad de la dimensión menor del elemento compuesto.

(f) El área de las barras longitudinales localizadas dentro de lo estribos no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área neta de concreto.

(g) Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina del estribo, con las otras barras longitudinales separadas no más de la mitad de la menor dimensión del elemento compuesto.

(h) Las barras longitudinales localizadas dentro de los estribos pueden tomarse en cuenta para calcular A_t para efectos de la resistencia del elemento pero no pueden incluirse en el cálculo de I_t en la evaluación de los efectos de esbeltez.

CAPITULO C.11
CORTANTE Y TORSION

C.11.0 NOMENCLATURA

$\mathbf{a}$ = luz de cortante, distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo.

$\mathbf{A_c}$ = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante por fricción, en mm².

$\mathbf{A_{cp}}$ = área limitada por el perímetro exterior de la sección de concreto, en mm². Para miembros vaciados monolíticamente con la losa, el ancho del ala que se extiende a cada lado y que se utiliza en el cálculo de $\mathbf{A_{cp}}$ y $\mathbf{p_{cp}}$, debe cumplir los requisitos de C.13.4.4, excepto que las zonas sobresalientes del ala deben despreciarse en aquellos casos en los cuales el parámetro $\mathbf{A_{cp}^2/p_{cp}}$ calculado para la viga con aletas es menor que el que se calcula para la misma viga sin tomar en cuenta las aletas.

$\mathbf{A_f}$ = área de refuerzo que resiste un momento mayorado en una ménsula o cornisa, igual a $\mathbf{[V_u\, a + N_{uc}\, (h - d)]}$, en mm².

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, expresada en mm². Para secciones huecas, $\mathbf{A_g}$ es el área de concreto únicamente y no incluye el área de los huecos. En la sección C.11.6 el límite exterior de la sección que se utiliza para calcular $\mathbf{A_g}$ debe ser el mismo que se emplea para calcular $\mathbf{A_{cp}}$.

$\mathbf{A_h}$ = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción, expresada en mm².

$\mathbf{A_i}$ = área del refuerzo de cortante adicional en vigas apoyadas indirectamente sobre otra viga, expresada en mm².

$\mathbf{A_\ell}$ = área total del refuerzo longitudinal que resiste torsión, expresada en mm².

$\mathbf{A_n}$ = área de refuerzo que resiste una fuerza de tracción $\mathbf{N_{uc}}$ en una ménsula o cornisa en mm².

$\mathbf{A_0}$ = área bruta definida por la trayectoria del flujo de cortante, expresada en mm².

$\mathbf{A_{0h}}$ = área definida por el centro del refuerzo transversal para torsión que se encuentra más afuera en la sección de concreto, expresada en mm².

$\mathbf{A_{ps}}$ = área del refuerzo preesforzado en la zona de tracción, expresada en mm².

$\mathbf{A_s}$ = área del refuerzo no preesforzado que trabaja a tracción, expresada en mm².

$\mathbf{A_t}$ = área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia $\mathbf{s}$, expresada en mm².

$\mathbf{A_v}$ = área del refuerzo de cortante dentro de una distancia $\mathbf{s}$; o para vigas de gran altura el área de refuerzo de cortante perpendicular al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia $\mathbf{s}$, expresadas en mm².

$\mathbf{A_{vf}}$ = área del refuerzo de cortante por fricción, expresada en mm².

$\mathbf{A_{vh}}$ = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia $\mathbf{s_2}$, expresada en mm².

$\mathbf{b}$ = ancho de la cara a compresión del elemento, expresado en mm.

$\mathbf{b_o}$ = perímetro de la sección crítica en losas y zapatas, expresado en mm.

$\mathbf{b_1}$ = ancho de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{b_2}$ = ancho de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, medida en la dirección perpendicular a $\mathbf{b_1}$, expresada en mm.

$\mathbf{b_t}$ = ancho de aquella parte de la sección transversal del elemento que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión.

$\mathbf{b_w}$ = ancho del alma, o diámetro de una sección circular, expresados en mm.

$\mathbf{c}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro, expresada en mm.

$\mathbf{c_1}$ = dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{c_2}$ = dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular equivalente medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{d}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, pero no hay necesidad de tomar menos de $\mathbf{0.8h}$ en elementos preesforzados, expresada en mm. (Para secciones circulares al calcular $\mathbf{d}$ no hay necesidad de tomar menos de la distancia entre la fibra de máxima compresión y el centroide del refuerzo de tracción de la mitad opuesta de la sección).

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\mathbf{f_d}$ = esfuerzo de tracción debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de la sección donde dicho esfuerzo es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en MPa.

$\mathbf{f_{pc}}$ = esfuerzo de compresión en el concreto (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado), en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está dentro del ala, expresado en MPa. (En un elemento compuesto $\mathbf{f_{pc}}$ es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está dentro de ésta, debido tanto al preesfuerzo como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando solo).

$\mathbf{f_{pe}}$ = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en MPa.

$\mathbf{f_{pu}}$ = resistencia nominal a la tracción de los tendones de preesforzado, expresada en MPa.

$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo no preesforzado, expresada en MPa.

$\mathbf{f_{yv}}$ = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo transversal para torsión, expresada en MPa.

$\mathbf{f_{y\ell}}$ = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo longitudinal para torsión, expresada en MPa.

$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresado en mm.

$\mathbf{h_b}$ = distancia desde la cara inferior del la viga que da apoyo indirecto a otra viga, hasta la cara inferior de la viga apoyada indirectamente, expresada en mm.

$\mathbf{h_s}$ = altura total del la viga que da apoyo indirecto a otra viga, expresada en mm.

$\mathbf{h_v}$ = espesor total de la sección transversal de la cabeza de cortante, expresado en mm.

$\mathbf{h_w}$ = altura total del muro desde la base hasta la parte superior, expresada en mm.

$\mathbf{I}$ = momento de inercia de la sección que resiste cargas mayoradas aplicadas externamente.

ℓ_n = luz libre medida cara a cara de apoyos.

ℓ_v = longitud del brazo de la cabeza de cortante medida desde el centroide de la carga concentrada o reacción, expresada en mm.

ℓ_w = longitud horizontal del muro, expresada en mm.

$\mathbf{M_{cr}}$ = momento al cual se causa fisuración por flexión en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente (Véase C.11.4.2.1.).

$\mathbf{M_m}$ = momento modificado.

$\mathbf{M_{max}}$ = momento mayorado máximo en la sección debido a las cargas aplicadas externamente.

$\mathbf{M_p}$ = resistencia requerida a momento plástico de la sección transversal de la cabeza de cortante.

$\mathbf{M_u}$ = momento mayorado en la sección.

$\mathbf{M_v}$ = resistencia a momento suministrada por la cabeza de cortante.

$\mathbf{N_u}$ = fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que se presenta simultáneamente con la fuerza cortante mayorada en la sección, $\mathbf{V_u}$; positiva para compresión, negativa para tracción. Incluye los efectos de tracción ocasionados por el flujo plástico y la retracción de fraguado.

$\mathbf{N_{uc}}$ = fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con la fuerza cortante mayorada $\mathbf{V_u}$ sobre la ménsula o cornisa, positiva para tracción.

$\mathbf{p_{cp}}$ = perímetro exterior de la sección de concreto $\mathbf{A_{cp}}$, en mm. Véase la definición de $\mathbf{A_{cp}}$.

$\mathbf{p_h}$ = perímetro definido por el centro del refuerzo transversal para torsión que se encuentra más afuera en la sección de concreto, expresada en mm.

$\mathbf{s}$ = espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en una dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en mm.

$\mathbf{s_1}$ = espaciamiento del refuerzo vertical de un muro, expresado en mm.

$\mathbf{s_2}$ = espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en la dirección perpendicular al refuerzo longitudinal, o espaciamiento del refuerzo horizontal en el muro, expresado en mm.

$\mathbf{t}$ = espesor de la pared de una sección hueca de concreto, en mm.

$\mathbf{T_n}$ = resistencia nominal a la torsión.

$\mathbf{T_u}$ = momento de torsión mayorado en la sección.

$\mathbf{V_d}$ = fuerza cortante en la sección debida la carga muerta no mayorada.

$\mathbf{V_i}$ = fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con $\mathbf{M_{max}}$.

$\mathbf{V_n}$ = fuerza resistente nominal a cortante.

$\mathbf{V_p}$ = componente vertical de la fuerza de preesforzado efectiva en la sección.

$\mathbf{V_u}$ = fuerza cortante mayorada en la sección.

$\mathbf{v_c}$ = resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto, en MPa.

$\mathbf{v_{ci}}$ = resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto, cuando la fisuración diagonal resulta de la combinación de cortante y momento, en MPa.

$\mathbf{v_{cw}}$ = resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto, cuando la fisuración diagonal proviene de un esfuerzo principal excesivo de tracción en el alma, en MPa.

$\mathbf{v_n}$ = esfuerzo resistente nominal a cortante, en MPa.

$\mathbf{v_s}$ = resistencia nominal a cortante suministrada por el refuerzo de cortante, en MPa.

v_u = esfuerzo cortante mayorado en la sección, en MPa.
y_t = distancia del eje centroidal de la sección bruta despreciando el refuerzo hasta la fibra extrema a tracción.
α = ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.
α_f = ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano del cortante.
α_s = constante utilizada en el cálculo de v_c en losas y zapatas.
α_v = relación entre la rigidez del brazo de la cabeza de cortante y la sección de la losa compuesta que lo rodea. Véase C.11.12.4.5.
β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del área de carga concentrada o de reacción.
β_p = constante utilizada en el cálculo de v_c en losas preesforzadas.
γ_f = fracción de momento no balanceado transferido por flexión en las conexiones losa-columna.
γ_v = fracción de momento no balanceado transferido por excentricidad de cortante en las conexiones losa-columna.
= $1 - \gamma_f$
η = número de cabezas de cortante idénticas.
μ = coeficiente de fricción para ser utilizado en el método de cortante por fricción (véase C.11.7)
ρ = cuantía del refuerzo a tracción no preesforzado
= A_s/bd.
ρ_h = relación entre el área del refuerzo horizontal de cortante y el área bruta de concreto de la sección vertical.
ρ_n = relación entre el área del refuerzo vertical de cortante y el área bruta de concreto de la sección horizontal.
ρ_v = $(A_s + A_h)/bd$.
ρ_w = As/b_wd.
θ = ángulo de las diagonales de compresión en la analogía de celosía para torsión, en grados.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (véase C.9.3).

C.11.1 - RESISTENCIA AL CORTANTE

C.11.1.1 - El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzos cortantes y tracción diagonal debe basarse en:

$$v_u \leq \phi v_n \qquad \textbf{(C.11-1)}$$

donde v_u es el esfuerzo mayorado en la sección bajo consideración y v_n es el esfuerzo resistente nominal que se calcula como:

$$v_n = v_c + v_s \qquad \textbf{(C.11-2)}$$

donde v_c es el esfuerzo resistente nominal del concreto, calculado de acuerdo con C.11.3 o C.11.4 y v_s es el esfuerzo resistente nominal del acero de refuerzo a cortante, calculado de acuerdo con C.11.5.6.

El esfuerzo mayorado v_u se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} \qquad \textbf{(C.11-3)}$$

donde b_w es el ancho del elemento o el ancho del alma del elemento cuando no tiene sección rectangular.

C.11.1.1.1 - Al calcular el esfuerzo resistente nominal, v_n, deben tenerse en cuenta el efecto de todos los huecos que tenga el elemento.

C.11.1.1.2 - Al calcular el esfuerzo resistente nominal del concreto, v_c, deben tenerse en cuenta los efectos de tracción axial debidos a retracción de fraguado o flujo plástico en los elementos que estén restringidos axialmente e igualmente los efectos de la compresión por flexión inclinada cuando se utilicen elementos acartelados o de sección variable.

C.11.1.2 - Dentro del presente Capítulo, los valores obtenidos al evaluar la expresión $\sqrt{f'_c}$ no deben exceder 8.3 MPa. Se pueden utilizar valores de la expresión $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8.3 MPa en el cálculo de v_c, v_{ci} y v_{cw} en vigas reforzadas,

preesforzadas y en viguetas, siempre y cuando el refuerzo transversal en el alma sea $\left(f'_c/35\right) \leq 3$ veces mayor que las cantidades requeridas por C.11.5.5.3, C.11.5.5.4 y C.11.6.5.2.

C.11.1.3 - Para secciones de miembros de concreto no preesforzado localizados a menos de una distancia d de la cara del apoyo, puede utilizarse el valor del esfuerzo mayorado de cortante, v_u, calculado a una distancia d. En elementos preesforzados puede hacerse la misma reducción pero en vez de d se utiliza $h/2$. Para poder aplicar lo prescrito aquí deben cumplirse simultáneamente las dos condiciones siguientes:

(a) La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

(b) No existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y el lugar donde se calcula el esfuerzo v_u

C.11.1.4 - Para elementos de gran altura sometidos a flexión, ménsulas y cornisas, muros, losas y zapatas se deben aplicar las disposiciones especiales de C.11.8 a C.11.12.

C.11.1.5 - En el diseño a cortante de elementos de estructuras de concreto reforzado de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) deben cumplirse los requisitos adicionales dados en el Capítulo C.21.

C.11.2 - CONCRETO CON AGREGADOS LIGEROS

Todos los requisitos de este Capítulo son aplicables a concreto con agregados de peso normal, por lo tanto estos requisitos no deben ser utilizados en el diseño de elementos construídos con concreto en el cual se han utilizado agregados ligeros, o donde la densidad del concreto se reduce por otros métodos. Los concretos ligeros deben ser aprobados por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

C.11.3 - RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS NO PREESFORZADOS

C.11.3.1 - A menos que se lleve a cabo un cálculo mas detallado, como lo prescribe C.11.3.2, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante, v_c, puede calcularse así:

C.11.3.1.1 - Para elementos sometidos a cortante y flexión únicamente:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \qquad \textbf{(C.11-4*)}$$

C.11.3.1.2 - Para elementos sometidos a compresión axial:

$$v_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \qquad \textbf{(C.11-5*)}$$

la cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

C.11.3.1.3 - Los elementos sometidos a una tracción axial apreciable, deben diseñarse de tal manera que el refuerzo lleve todo el cortante, a menos que se realice un análisis más detallado siguiendo los requisitos de C.11.3.2.3.

C.11.3.1.4 - En estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) cuando el valor del esfuerzo cortante contribuido por el sismo es más de la mitad del esfuerzo cortante mayorado v_u, el valor de v_c debe tomarse como cero bajo las condiciones dadas en el Capítulo C.21.

C.11.3.2 - La resistencia a cortante suministrada por el concreto puede determinarse de una manera más detallada así:

C.11.3.2.1 - Para elementos sometidos solo a flexión y cortante:

$$v_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{7} + 17.1\,\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \leq 0.3\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(C.11-6*)}$$

donde M_u es el momento flector mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada, pero $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor de 1.0 al calcular v_c con la ecuación C.11-6

C.11.3.2.2 - Para elementos sometidos a compresión axial puede utilizarse la ecuación C.11-6 para calcular v_c sustituyendo M_u por M_m y sin la limitación de $V_u d/M_u$ mayor que 1.0, siendo:

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \qquad \textbf{(C.11-7)}$$

Sin embargo v_c no puede exceder de:

$$v_c = 0.3\sqrt{f'_c}\sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}} \qquad \textbf{(C.11-8*)}$$

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa. Cuando M_m calculado según la ecuación C.11-7 resulte negativo, debe calcularse v_c con la ecuación C.11-8.

C.11.3.2.3 - Para elementos sometidos a una tracción axial considerable:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right) \geq 0 \qquad \textbf{(C.11-9*)}$$

donde N_u es negativa para tracción. La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

C.11.4 - RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS PREESFORZADOS

C.11.4.1 - Para los elementos cuya fuerza efectiva de preesfuerzo no sea inferior al 40% de la resistencia a tracción del refuerzo de flexión:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5\frac{V_u d}{M_u} \qquad \textbf{(C.11-10*)}$$

a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.4.2, pero v_c no hay necesidad de tomarlo menor que $\sqrt{f'_c}/6$, ni mayor que $0.4\sqrt{f'_c}$, ni mayor que el valor dado en C.11.4.3 o C.11.4.4. La cantidad $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor de 1.0, siendo M_u el momento mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada. Cuando se aplique la ecuación C.11-10, d en el término $V_u d/M_u$ debe ser la distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide de los cables de preesfuerzo.

C.11.4.2 - La resistencia a esfuerzo cortante, v_c, puede calcularse de acuerdo con C.11.4.2.1 y C.11.4.2.2 siendo v_c el menor entre v_{ci} y v_{cw}

C.11.4.2.1 - La resistencia a cortante v_{ci} debe calcularse por:

$$v_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + \frac{V_d + \dfrac{V_i M_{cr}}{M_{max}}}{b_w d} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} \qquad \textbf{(C.11-11*)}$$

Siendo:

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d\right) \qquad \textbf{(C.11-12*)}$$

y los valores de M_{max}, y V_i se calculan con base en la combinación de cargas que ocasionen el máximo momento en la sección.

C.11.4.2.2 - La resistencia a cortante v_{cw} se calcula por medio de:

$$v_{cw} = 0.3\left(\sqrt{f'_c} + f_{pc}\right) + \frac{V_p}{b_w d} \qquad \textbf{(C.11-13*)}$$

Alternativamente v_{cw} puede calcularse como el esfuerzo cortante correspondiente a carga muerta más carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $\sqrt{f'_c}/3$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal esté en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción debe calcularse utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

C.11.4.2.3 - En las ecuaciones C.11-11 y C.11-13, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo preesforzado ó $0.8h$, la que sea mayor.

C.11.4.3 - En elementos pretensados en el que la sección a una distancia $h/2$ de la cara del apoyo esté más cerca del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los tendones de preesforzado, debe considerarse el preesfuerzo reducido para calcular v_{cw}. Este valor de v_{cw} se toma también como el límite máximo para la ecuación C.11-10. Puede suponerse que la fuerza del preesfuerzo varía linealmente desde cero en el extremo del tendón, hasta un máximo a una distancia de ese extremo igual a la longitud de transferencia, que se supone es 50 diámetros para torones y 100 diámetros para alambres individuales.

C.11.4.4 - En elementos pretensados en los cuales algunos torones o alambres no están adheridos al concreto en los extremos del elemento, debe utilizarse un preesfuerzo reducido al calcular v_c de acuerdo con C.11.4.1 y C.11.4.2. El valor de v_{cw} calculado utilizando este preesfuerzo reducido debe tomarse también como el límite máximo de la ecuación C.11-10. La fuerza de preesfuerzo contribuida por los torones o alambres que no están adheridos hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en el cual comienza la adherencia, hasta un valor máximo que ocurre a una distancia igual a la longitud de transferencia, que se supone igual a 50 diámetros para torones y 100 diámetros para alambres individuales.

C.11.5 - RESISTENCIA A CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL REFUERZO

C.11.5.1 - TIPO DE REFUERZO DE CORTANTE - El refuerzo de cortante puede consistir en:

(a) Estribos perpendiculares al eje del elemento;

(b) malla electrosoldada, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

Para elementos sin preesfuerzo el refuerzo de cortante puede consistir también en:

(a) Estribos que formen ángulo de 45º o más con el refuerzo longitudinal a tracción;

(b) refuerzo longitudinal cuya parte doblada forme ángulo de 30º o más con el refuerzo longitudinal a tracción;

(c) combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado;

(d) espirales.

C.11.5.2 - El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo a cortante no debe ser mayor de 420 MPa, excepto para malla electrosoldada, en la cual el esfuerzo de fluencia de diseño no debe ser mayor de 550 MPa.

C.11.5.3 - Los estribos, y otras barras o mallas electrosoldadas, que se utilicen como refuerzo a cortante deben prolongarse hasta una distancia **d** medida desde la fibra extrema a compresión y deben anclarse en ambos extremos, de acuerdo con C.12.13, para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo.

C.11.5.4 - LIMITES DE ESPACIAMIENTO PARA EL REFUERZO DE CORTANTE

C.11.5.4.1 - El espaciamiento del refuerzo a cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento, no debe ser mayor de $\mathbf{d/2}$ en elementos sin preesfuerzo, ni de $\mathbf{(3/4)h}$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm.

C.11.5.4.2 - Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben espaciarse de manera que cada línea a 45 grados que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura útil del elemento **(d/2)**, hacia el refuerzo longitudinal en tracción, sea cruzada por lo menos por una línea de refuerzo a cortante.

C.11.5.4.3 - Cuando $\mathbf{v_s}$ sea mayor de $\mathbf{(1/3)\sqrt{f'_c}}$ los espaciamientos dados en esta sección deben reducirse a la mitad.

C.11.5.4.4 - En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) hay que cumplir los requisitos adicionales dados en el Capítulo C.21.

C.11.5.5 - REFUERZO MINIMO DE CORTANTE

C.11.5.5.1 - Debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante en todo elemento de concreto reforzado (preesforzado o no) en donde el esfuerzo cortante mayorado $\mathbf{v_u}$, sea mayor que la mitad de la resistencia suministrada por el concreto, $\mathbf{\phi v_c/2}$, excepto en:

(a) Losas y zapatas;

(b) Vigas con altura total no mayor de 250 mm, ó 2.5 veces el espesor del ala o la mitad del ancho del alma, el que sea mayor;

(c) En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) en los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben colocarse estribos en toda su longitud (Véase el Capítulo C.21)

C.11.5.5.2 - Los requisitos mínimos del refuerzo a cortante de la presente sección pueden omitirse si se demuestra, mediante ensayos, que la resistencia última requerida a flexión y cortante puede desarrollarse cuando se omite el refuerzo a cortante. Los ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico y retracción de fraguado del concreto, y de las variaciones de temperatura, por medio de una evaluación realista de estos efectos en condiciones de servicio de la estructura.

C.11.5.5.3 - Cuando se requiera refuerzo a cortante de acuerdo con lo establecido por esta sección, o por resistencia, o cuando C.11.6.1 permite que se desprecien los efectos de torsión, el área mínima de refuerzo a cortante para elementos preesforzados (excepto lo establecido en C.11.5.5.4) y sin preesfuerzo, debe calcularse por medio de:

$$\mathbf{A_v = \frac{b_w s}{3 f_y}} \qquad \textbf{(C.11-14*)}$$

donde $\mathbf{b_w}$ y $\mathbf{s}$ se expresan en mm y $\mathbf{f_y}$ en MPa.

C.11.5.5.4 - Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva por lo menos igual al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo a flexión, el área mínima de refuerzo a cortante puede calcularse por medio de las ecuaciones C.11-14 o C.11-15.

$$\mathbf{A_v = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d}\sqrt{\frac{d}{b_w}}} \qquad \textbf{(C.11-15)}$$

C.11.5.6 - DISEÑO DEL REFUERZO A CORTANTE

C.11.5.6.1 - Cuando el esfuerzo cortante mayorado v_u exceda de la resistencia a cortante ϕv_c debe suministrarse refuerzo a cortante que cumpla las ecuaciones C.11-1 y C.11-2, en las cuales la resistencia a cortante v_s debe calcularse según C.11.5.6.2 a C.11.5.6.8.

C.11.5.6.2 - Cuando se utilice refuerzo a cortante perpendicular al eje del elemento:

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b_w s} \qquad \textbf{(C.11-16)}$$

donde A_v es el área del refuerzo a cortante dentro de la distancia s.

C.11.5.6.3 - Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo a cortante:

$$v_s = \frac{A_v f_y (\text{sen}\alpha + \cos\alpha)}{b_w s} \qquad \textbf{(C.11-17)}$$

C.11.5.6.4 - Cuando el refuerzo a cortante consista en una sola barra o un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$v_s = \frac{A_v f_y \text{sen}\alpha}{b_w d} \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{4} \qquad \textbf{(C.11-18*)}$$

C.11.5.6.5 - Cuando el refuerzo a cortante consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia a cortante v_s debe calcularse usando la ecuación C.11-17.

C.11.5.6.6 - Unicamente las 3/4 partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada pueden considerarse efectivas como refuerzo a cortante.

C.11.5.6.7 - Donde se utilice más de un tipo de refuerzo a cortante para reforzar la misma porción de un elemento, la resistencia a cortante v_s debe calcularse como la suma de los valores v_s calculados para los diferentes tipos.

C.11.5.6.8 - La resistencia a cortante contribuida por el refuerzo a cortante, v_s, no puede ser mayor que $(2/3)\sqrt{f'_c}$.

C.11.5.7 – ESTRIBOS ADICIONALES EN VIGAS APOYADAS INDIRECTAMENTE SOBRE OTRAS VIGAS

C.11.5.7.1 – Cuando, en construcción monolítica, una viga transfiere la reacción de su extremo a la cara de otra viga de la misma altura o mayor, deben colocarse estribos adicionales en la viga apoyada indirectamente según lo prescrito en C.11.5.7.2, cuando:

(a) V_u en la viga apoyada indirectamente excede $\phi \frac{\sqrt{f'_c}}{4} b_w d$ en la cara donde se encuentran las dos vigas, y

(b) h_b es menor que la mitad de la altura total de la viga que provee el apoyo.

C.11.5.7.2 – Los estribos adicionales que se colocan en la viga apoyada indirectamente deben ser estribos cerrados de altura total, o ganchos suplementarios que provean una resistencia igual a

$$\phi A_i f_y \geq \left(1 - \frac{h_b}{h_s}\right) V_u \qquad \textbf{(C.11-19)}$$

donde ϕ tiene el valor correspondiente para cortante, y V_u es la fuerza cortante en la viga apoyada indirectamente en la cara donde se encuentran las dos vigas. El área de refuerzo A_i correspondiente a los estribos adicionales debe colocarse además del refuerzo transversal necesario para cortante y torsión, y debe anclarse de acuerdo con C.12.13.

C.11.5.7.3 – Por lo menos dos tercios de A_i deben colocarse dentro de la viga que da apoyo, y deben estar tan cerca de la cara donde se encuentran las dos vigas, como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Estos estribos se deben colocar dentro de una distancia medida a lo largo del eje longitudinal de la viga que da apoyo, por una distancia menor o igual al ancho de la viga apoyada más una distancia h_b a cada lado. En el cálculo de los dos tercios de A_i solo se toman en cuenta las ramas de los estribos que están localizadas cerca de la cara donde se apoya la viga indirectamente.

C.11.5.7.4 – No más de un tercio de A_i debe colocarse como estribos dentro de la viga apoyada dentro de una distancia igual a $d/4$ medida a lo largo del eje de la viga apoyada, a partir de la cara de la viga que da apoyo.

C.11.5.7.5 – El refuerzo longitudinal inferior de la viga apoyada debe localizarse por encima del refuerzo longitudinal inferior de la viga que da apoyo.

C.11.6 - DISEÑO PARA TORSION

C.11.6.1 - Los efectos de torsión pueden despreciarse en los siguientes casos:

(a) En elementos sólidos no preesforzados cuando:

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \textbf{(C.11-20*)}$$

(b) En elementos preesforzados sólidos cuando:

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{3\,f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \qquad \textbf{(C.11-21*)}$$

(c) En elementos no preesforzados sólidos sometidos a una fuerza axial de tracción:

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{3\,N_u}{A_g\sqrt{f'_c}}} \qquad \textbf{(C.11-22*)}$$

N_u se toma como negativo cuando la fuerza axial está en tracción.

En **(a)**, **(b)** o **(c)**, T_u está expresada en unidades consistentes de fuerza por longitud y el lado derecho de las ecuaciones debe multiplicarse por $0.3(A_g/A_{cp})$ para secciones huecas.

C.11.6.2 - CALCULO DE LA TORSION MAYORADA T_u - La determinación de la torsión mayorada, T_u, debe realizarse de acuerdo con lo establecido en las siguientes secciones:

C.11.6.2.1 - Si la torsión mayorada, T_u, en un elemento se requiere para mantener el equilibrio y excede el máximo dado en C.11.6.1, el elemento debe diseñarse para esta torsión de acuerdo con los requisitos de C.11.6.3 a C.11.6.6.

C.11.6.2.2 - En una estructura indeterminada, cuando pueda ocurrir una reducción en la torsión mayorada debida a la redistribución interna de fuerzas al ocurrir la fisuración, se permite reducir la torsión mayorada, T_u en unidades consistentes de fuerza por longitud, a:

(a) para elementos sólidos no preesforzados, en las secciones descritas en C.11.6.2.4:

$$T_u = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \qquad \textbf{(C.11-23*)}$$

(b) para elementos sólidos preesforzados, en las secciones descritas en C.11.6.2.5:

$$T_u = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3\, f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}} \qquad \textbf{(C.11-24*)}$$

En estos casos los correspondientes momentos y cortantes, obtenidos después de la redistribución a los elementos adjuntos, deben utilizarse en el diseño. Para elementos con secciones huecas, T_u debe multiplicarse por (A_g/A_{cp}).

C.11.6.2.3 - A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar la torsión proveniente de una losa, como una torsión uniformemente distribuida a lo largo del elemento.

C.11.6.2.4 - Las secciones de elementos no preesforzados localizadas a una distancia menor que d de la cara del apoyo, pueden diseñarse para la torsión T_u calculada a una distancia d. Si existe un torque concentrado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño a torsión debe ser la de la cara del apoyo.

C.11.6.2.5 - Las secciones de elementos preesforzados localizadas a una distancia menor que $h/2$ de la cara del apoyo, pueden diseñarse para la torsión T_u calculada a una distancia $h/2$. Si existe un torque concentrado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño a torsión debe ser la de la cara del apoyo.

C.11.6.3 - RESISTENCIA A LA TORSION - La resistencia a torsión debe calcularse siguiendo los requisitos siguientes:

C.11.6.3.1 - Las dimensiones de la sección deben ser tales, que se cumplan las siguientes relaciones:

(a) para secciones sólidas:

$$\sqrt{(v_u)^2 + \left(\frac{T_u\, p_h}{1.7 A_{0h}^2} \right)^2} \le \phi \left(v_c + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) \qquad \textbf{(C.11-25*)}$$

(b) para secciones huecas:

$$(v_u) + \left(\frac{T_u\, p_h}{1.7 A_{0h}^2} \right) \le \phi \left(v_c + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) \qquad \textbf{(C.11-26*)}$$

C.11.6.3.2 - Si el espesor de la pared varía alrededor del perímetro de la sección hueca, la ecuación C.11-26 debe evaluarse en la localización donde el lado izquierdo de la ecuación C.11-26 sea un máximo.

C.11.6.3.3 - Si en las secciones huecas, el espesor de la pared es menor que A_{0h}/p_h, el segundo término del lado izquierdo de la ecuación C.11-26 debe tomarse como:

$$\left(\frac{T_u}{1.7\, A_{0h}\, t} \right)$$

donde t es el espesor de las paredes de la sección hueca en la localización donde se están verificando los esfuerzos.

C.11.6.3.4 - La resistencia nominal a la fluencia del acero no preesforzado, f_y, no debe exceder 420 MPa.

C.11.6.3.5 - El refuerzo requerido para torsión debe obtenerse de:

$$\phi T_n \geq T_u \qquad \textbf{(C.11-27)}$$

C.11.6.3.6 - El refuerzo transversal para torsión debe diseñarse utilizando:

$$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_{yv}}{s} \cot\theta \qquad \textbf{(C.11-28)}$$

donde A_0 debe determinarse por análisis, excepto que se permite tomar A_0 como $0.85A_{0h}$, θ no debe tomarse menor que 30º ni mayor de 60º. Se permite tomar θ como:

(a) 45º en elementos no preesforzados, o en elementos preesforzados con menos preesfuerzo que el indicado en (b),
(b) 37.5º para elementos preesforzados donde el preesfuerzo efectivo no sea menor que el 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo longitudinal.

C.11.6.3.7 - El refuerzo longitudinal adicional requerido por torsión no debe ser menos que:

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y\ell}}\right) \cot^2\theta \qquad \textbf{(C.11-29)}$$

donde θ debe tener el mismo valor utilizado en la ecuación C.11-28 y A_t/s debe tomarse como la cantidad calculada en la ecuación C.11-28, sin haberla modificado de acuerdo con C.11.6.5.2 o C.11.6.5.3.

C.11.6.3.8 - El refuerzo requerido por torsión debe adicionarse al requerido para la fuerza cortante, el momento o la fuerza axial, que actúen simultáneamente con la torsión. Deben cumplirse los requisitos más estrictos respecto a separación del refuerzo transversal y su localización.

C.11.6.3.9 - Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión por flexión en una cantidad equivalente a $M_u/(0.9\, d\, f_{y\ell})$, donde M_u es el momento mayorado que actúa en combinación con T_u, excepto que el refuerzo suministrado no debe ser menos que el requerido por C.11.6.5.3 o C.11.6.6.2.

C.11.6.3.10 - En vigas preesforzadas deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) la cantidad total de refuerzo longitudinal, incluyendo tendones de preesfuerzo, en cualquier sección debe ser capaz de resistir el momento flector mayorado en esa sección y una fuerza de tracción adicional concéntrica con la sección con un valor igual a $A_\ell f_{y\ell}$, basada en la torsión mayorada en la sección, y

(b) la separación del refuerzo longitudinal, incluyendo los tendones de preesfuerzo, debe cumplir los requisitos de C.11.6.6.2.

C.11.6.3.11 - En vigas preesforzadas se permite reducir el área de refuerzo longitudinal de torsión en la cara de compresión de la sección por debajo de lo requerido por C.11.6.3.10, siguiendo los requisitos de C.11.6.3.9.

C.11.6.4 - DETALLES DEL REFUERZO PARA TORSION - El refuerzo para torsión debe cumplir los siguientes requisitos:

C.11.6.4.1 - El refuerzo para torsión debe consistir en refuerzo longitudinal en barras o tendones y uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

(a) estribos cerrados, colocados perpendicularmente al eje del elemento, o

(b) una caja cerrada de malla electrosoldada con los alambres transversales colocados perpendicularmente al eje del elemento, o

(c) en vigas no preesforzadas, refuerzo en espiral.

C.11.6.4.2 - El refuerzo transversal debe anclarse utilizando uno de los siguientes procedimientos:

(a) un gancho de 135º alrededor del refuerzo longitudinal, o

(b) en las regiones donde el concreto que rodea el anclaje está restringido contra descascaramiento por medio de un ala de la sección o una losa, siguiendo los requisitos de C.12.13.2.1, C.12.13.2.2 o C.12.13.2.3.

C.11.6.4.3 - El refuerzo longitudinal para torsión debe desarrollar adecuadamente su resistencia a tracción en sus dos extremos.

C.11.6.4.4 - En las secciones huecas sometidas a torsión, la distancia medida desde el centro del refuerzo transversal hasta la cara interna de la pared no debe ser menor que $\mathbf{0.5A_{0h}/p_h}$.

C.11.6.5 - REFUERZO MINIMO PARA TORSION - Deben cumplirse las siguientes cantidades mínimas de refuerzo para torsión:

C.11.6.5.1 - En todas las regiones donde la torsión excede los valores especificados en C.11.6.1, deben colocarse, al menos, las cantidades mínima de refuerzo para torsión.

C.11.6.5.2 - Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con C.11.6.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$A_v + 2A_t \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}} \qquad \textbf{(C.11-30*)}$$

C.11.6.5.3 - Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con lo indicado en C.11.6.5.1, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{\ell,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}\,A_g}{12 f_{y\ell}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \qquad \textbf{(C.11-31*)}$$

donde $A_{\ell,min}$ no puede ser menor que cero y A_t/s debe corresponder a la cantidad calculada por medio de la ecuación C.11-28 pero no menos que $(1/6)b_w/f_{yv}$.

C.11.6.6 - ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO PARA TORSION - El espaciamiento del refuerzo para torsión debe cumplir los siguientes requisitos:

C.11.6.6.1 - El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el mayor de $p_h/8$, ni 300 mm.

C.11.6.6.2 - El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe distribuirse alrededor del perímetro de los estribos cerrados, con una máxima separación entre barras de 300 mm. Las barras longitudinales, o tendones de preesfuerzo, deben colocarse por dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal, o tendón, en cada esquina del estribo. Las barras deben tener un diámetro por lo menos igual a 1/24 del espaciamiento entre estribos, pero no pueden ser menores de barra Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm).

C.11.6.6.3 - El refuerzo de torsión, tanto longitudinal como transversal, debe llevarse por una distancia al menos igual a $(b_t + d)$ más allá del punto donde ya no se necesite teóricamente.

C.11.7 - CORTANTE POR FRICCION

C.11.7.1 - Las disposiciones de esta sección C.11.7 pueden aplicarse donde sea apropiado considerar la transferencia de cortante a través de un plano dado, tal como una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en tiempos diferentes, o una superficie de contacto entre materiales diferentes.

C.11.7.2 - El diseño de las secciones sometidas a transferencia de cortante, tal como las describe C.11.7.1, debe basarse en la ecuación C.11-1. v_n se calcula siguiendo los requisitos de C.11.7.3 y C.11.7.4.

C.11.7.3 - Se supone que se presenta una grieta a lo largo del plano de cortante considerado. El área de refuerzo requerida de cortante por fricción, A_{vf}, que pasa a través del plano de cortante debe diseñarse utilizando los requisitos de C.11.7.4 u otro método de diseño para transferencia de cortante que conduzca a predicciones de la resistencia que coincidan substancialmente con los resultados de ensayos experimentales de amplia cobertura. Los requisitos de C.11.7.5 a C.11.7.10 deben aplicarse en todos los cálculos de resistencia de cortante por transferencia.

C.11.7.4 - METODO DE DISEÑO DE CORTANTE POR FRICCION

C.11.7.4.1 - Cuando el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia nominal de cortante se debe calcular utilizando:

$$v_n = \frac{A_{vf}\, f_y\, \mu}{A_c} \qquad \textbf{(C.11-32)}$$

donde μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con C.11.7.4.3.

C.11.7.4.2 - Cuando el refuerzo de cortante por fricción está inclinado con respecto al plano de cortante, de tal manera que se produzca tracción en el refuerzo de cortante por fricción, la resistencia nominal de cortante se calcula utilizando:

$$v_n = \frac{A_{vf}\, f_y \left(\mu \operatorname{sen} \alpha_f + \cos \alpha_f\right)}{A_c} \qquad \textbf{(C.11-33)}$$

donde α_f es el ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante.

C.11.7.4.3 - El coeficiente de fricción, μ, que se utiliza en las ecuaciones C.11-32 y C.11-33 debe ser:

Concreto vaciado monolíticamente ..... $\mu = 1.4$

Concreto vaciado contra concreto endurecido con su superficie intencionalmente rugosa, como lo especifica C.11.7.9 ..... $\mu = 1.0$

Concreto vaciado contra concreto endurecido sin que su superficie se haya hecho rugosa intencionalmente .....$\mu = 0.6$

Concreto anclado a perfiles estructurales de acero por medio de barras de refuerzo o por medio de pernos (véase C.11.7.10) .....$\mu = 0.7$

C.11.7.5 - La resistencia nominal al cortante, v_n, no debe ser mayor que $0.2f'_c$ ni que 5.5 MPa, tomados sobre el área A_c.

C.11.7.6 - El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder de 420 MPa.

C.11.7.7 - La tracción directa a través de la grieta supuesta debe ser atendida por refuerzo adicional. La compresión neta permanente a través del plano de cortante puede adicionarse a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $\mathbf{A_{vf}\ f_y}$, cuando se calcule el área de refuerzo requerida, $\mathbf{A_{vf}}$.

C.11.7.8 - El refuerzo a cortante por fricción debe distribuirse a través de la grieta supuesta y anclarse adecuadamente en ambos lados por medio de anclaje, ganchos o soldadura a dispositivos especiales.

C.11.7.9 - Para los propósitos de C.11.7, cuando el concreto se coloque contra el concreto previamente endurecido, la superficie de contacto para transferencia de cortante debe estar limpia y libre de lechada. Si μ se supone igual a 1.0, la superficie de contacto debe tener rugosidades hechas intencionalmente con amplitudes hasta de 5 mm aproximadamente.

C.11.7.10 - Cuando el cortante se transfiera entre concreto y acero laminado, utilizando pernos o barras de refuerzo, el acero debe estar limpio y libre de pintura.

C.11.8 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ELEMENTOS DE GRAN ALTURA SOMETIDOS A FLEXION

C.11.8.1 - Las disposiciones de C.11.8 se aplican a los elementos con ℓ_n/d menor de 5, cargados en la parte superior o cara de compresión y con sus apoyos en la parte inferior, de tal manera que se puedan formar bielas de compresión entre las cargas y los apoyos. Véase también C.12.10.6.

C.11.8.2 - El diseño a cortante para elementos simplemente apoyados de gran altura a flexión debe basarse en las ecuaciones C.11-1 y C.11-2 donde v_c debe calcularse siguiendo C.11.8.6 o C.11.8.7 y v_s calcularse de acuerdo con C.11.8.8.

C.11.8.3 - El diseño a cortante de elementos de gran altura continuos debe basarse en los requisitos de C.11.1 a C.11.5, substituyendo C.11.8.5 por C.11.1.3, o por métodos que cumplan el principio de equilibrio y los requisitos de resistencia. En cualquier caso el diseño debe cumplir C.11.8.4, C.11.8.9 y C.11.8.10.

C.11.8.4 - El esfuerzo cortante v_n para elementos de gran altura a flexión no debe exceder $(2/3)\sqrt{f'_c}$ cuando ℓ_n/d sea menor de 2. Cuando ℓ_n/d esté entre 2 y 5, v_n no debe exceder:

$$v_n = \frac{\sqrt{f'_c}}{18}\left(10 + \frac{\ell_n}{d}\right) \qquad \textbf{(C.11-34*)}$$

C.11.8.5 - La sección crítica para cortante medida desde la cara del apoyo se debe tomar a una distancia de $0.15\ell_n$ para vigas uniformemente cargadas y de $0.50a$ para vigas con cargas concentradas, pero no mayor de d.

C.11.8.6 - A menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.8.7, debe tomarse:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

C.11.8.7 - El esfuerzo cortante nominal resistido por el concreto puede calcularse por medio de:

$$v_c = \left(3.5 - 2.5\frac{M_u}{V_u d}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{7} + 17.1\,\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right) \qquad \textbf{(C.11-36*)}$$

excepto que el término:

$$\left(3.5 - 2.5\frac{M_u}{V_u d}\right) \le 2.5$$

ni v_c debe exceder $(1/2)\sqrt{f'_c}$. Además, M_u es el momento mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección crítica definida en C.11.8.5.

C.11.8.8 - Cuando el esfuerzo cortante mayorado v_u, exceda la resistencia a cortante ϕv_c debe colocarse el refuerzo a cortante necesario para satisfacer la ecuación C.11-2 en el cual v_s se calcula por medio de:

$$v_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] \frac{f_y}{b_w} \qquad \textbf{(C.11-37)}$$

donde A_v es el área de refuerzo a cortante perpendicular al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia s y A_{vh} es el área de refuerzo a cortante paralelo al refuerzo de flexión dentro de una distancia s_2.

C.11.8.9 - El área de refuerzo a cortante A_v no deber ser menor de $0.0015b_ws$, ni s puede exceder $d/5$ ni 500 mm.

C.11.8.10 - El área de refuerzo horizontal a cortante A_{vh} no debe ser menor de $0.0025b_ws_2$, ni s_2 puede exceder $d/3$ ni 500 mm.

C.11.8.11 - El refuerzo a cortante que se requiera en la sección crítica definida en C.11.8.5 debe utilizarse en toda la luz.

C.11.9 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MENSULAS Y CORNISAS

C.11.9.1 - Las disposiciones de esta sección C.11.9 son aplicables a ménsulas y cornisas que tengan una relación de luz de corte a altura útil a/d menor o igual a 1 y que están sometidas a una fuerza de tracción N_{uc} no mayor de V_u. La distancia d debe medirse en la cara del apoyo.

C.11.9.2 - La altura útil en la cara externa del área de soporte no debe ser menor de $0.5d$.

C.11.9.3 - La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para que pueda resistir simultáneamente la fuerza cortante V_u, un momento $\{V_ua+N_{uc}(h-d)\}$ y una fuerza horizontal de tracción N_{uc}.

C.11.9.3.1 - En todos los cálculos del diseño debe emplearse un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, igual a 0.85.

C.11.9.3.2 - El diseño del refuerzo de fricción cortante, A_{vf}, que resiste el esfuerzo cortante $v_u = V_u/(b_wd)$ debe hacerse de acuerdo con C.11.7. La resistencia nominal al cortante v_n no debe ser mayor de $0.2f'_c$ ni de 5.5 MPa.

C.11.9.3.3 - El refuerzo A_f que resiste el momento $\{V_ua+N_{uc}(h-d)\}$ debe ser determinado siguiendo los requisitos de C.10.2 y C.10.3.

C.11.9.3.4 - El refuerzo A_n que resiste la fuerza de tracción N_{uc} debe obtenerse de la relación $N_{uc} \le \phi A_n f_y$. La fuerza de tracción N_{uc} no debe ser menor de $0.2V_u$ a menos que se tomen precauciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. La fuerza de tracción N_{uc} debe considerarse como carga viva aun cuando la fuerza de tracción provenga de retracción de fraguado, flujo plástico o cambios de temperatura.

C.11.9.3.5 - El área de refuerzo principal de tracción, A_s, debe ser igual a la mayor de (A_f+A_n) ó $(2A_{vf}/3+A_n)$.

C.11.9.4 - Deben colocarse estribos cerrados paralelos a A_s con un área total A_h, mayor o igual a $0.5(A_s-A_n)$, distribuidos dentro de los dos tercios de la altura efectiva adyacente a A_s.

C.11.9.5 - La cuantía $\rho = A_s/bd$ no debe ser menor de $0.04\left(f'_c/f_y\right)$.

C.11.9.6 - El refuerzo principal de tracción, A_s, debe quedar adecuadamente anclado en la cara del frente de la ménsula o cornisa por uno de los siguientes procedimientos:

(a) Soldadura estructural a una barra transversal, la cual debe ser al menos del mismo diámetro. La soldadura debe ser capaz de desarrollar el esfuerzo de fluencia f_y de las barras de A_s.

(b) Doblando las barras principales de refuerzo A_s hacia atrás de tal manera que formen un anillo horizontal, o

(c) Cualquier otro método de anclaje efectivo.

C.11.9.7 - La superficie de contacto de la carga de la ménsula, no debe sobresalir mas allá de la parte recta del refuerzo principal de tracción A_s, ni mas allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje, si se coloca una.

C.11.10 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS

C.11.10.1 - El diseño para fuerzas cortantes perpendiculares a la cara del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones para las losas contenidas en C.11.12. El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con lo dispuesto en C.11.10.2 a C.11.10.8.

C.11.10.2 - El diseño de la sección horizontal para cortante en el plano del muro debe hacerse con base en las ecuaciones C.11-1 y C.11-2 en las cuales la resistencia a cortante v_c debe obtenerse de acuerdo con lo dispuesto en C.11.10.5 ó C.11.10.6, y la resistencia v_s debe obtenerse de acuerdo con C.11.10.9.

C.11.10.3 - La resistencia nominal a esfuerzos cortantes, v_n, en cualquier sección no debe exceder de $(5/6)\sqrt{f'_c}$, calculada sobre el área hd.

C.11.10.4 - En el diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, d debe ser igual a $0.8\ell_w$. Puede utilizarse un valor mayor de d, igual a la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centro de fuerza de todo el refuerzo a tracción, cuando aquella se haya determinado por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

C.11.10.5 - A menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con C.11.10.6, la resistencia al cortante contribuida por el concreto, v_c, no puede tomarse mayor que $(1/6)\sqrt{f'_c}$ para muros sometidos a N_u de compresión, ni v_c puede tomarse mayor que el valor dado en C.11.3.2.3 para muros sometidos a N_u de tracción.

C.11.10.6 - La resistencia al cortante contribuida por el concreto v_c, evaluada sobre el área hd, no debe ser mayor que el menor valor calculado de:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{4} + \frac{N_u}{4\ell_w h} \qquad \textbf{(C.11-38*)}$$

o

$$v_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + \frac{\ell_w \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{10} + \frac{N_u}{5\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] \qquad \textbf{(C.11-39*)}$$

donde N_u es negativo para tracción. Cuando $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ sea negativo no debe usarse la ecuación C.11-39.

C.11.10.7 - Las secciones localizadas más cerca que $\ell_w/2$ de la base, o que $h_w/2$, la que sea menor, pueden diseñarse para el mismo v_c calculado a una distancia $\ell_w/2$ o $h_w/2$.

C.11.10.8 - Cuando v_u sea menor que $\phi v_c/2$ debe suministrarse refuerzo de acuerdo con C.11.10.9 o de acuerdo con el Capítulo C.14. Cuando v_u exceda $\phi v_c/2$ el refuerzo que resiste cortante debe diseñarse de acuerdo con C.11.10.9.

C.11.10.9 - DISEÑO DEL REFUERZO A CORTANTE PARA MUROS - Cuando el esfuerzo cortante v_u exceda la resistencia ϕv_c, debe suministrarse refuerzo a cortante horizontal de modo que se cumplan las ecuaciones C.11-1 y C.11-2 en las cuales el valor de v_s , aplicable sobre un área **hd**, debe calcularse por medio de:

$$v_s = \frac{A_v f_y}{s_2 h} \qquad \textbf{(C.11-40)}$$

en donde A_v es el área del refuerzo a cortante horizontal dentro de una distancia s_2. Debe colocarse refuerzo vertical para cortante de acuerdo con C.11.10.9.3.

C.11.10.9.1 - La cuantía ρ_h de refuerzo horizontal para cortante calculada sobre el área bruta de concreto para una sección vertical no debe ser menor de 0.0025.

C.11.10.9.2 - El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante, s_2, no debe exceder $\ell_w/5$, $3h$ ni 500 mm.

C.11.10.9.3 - La cuantía ρ_n de refuerzo vertical para cortante calculada sobre el área bruta del concreto para una sección horizontal no debe ser menor de:

$$N_{uc} \leq \phi A_n f_y \qquad \textbf{(C.11-41)}$$

ni menor de 0.0025, pero no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido para cortante.

C.11.10.9.4 - El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante s_1 no debe exceder $\ell_w/3$, $3h$, ni 500 mm.

C.11.10.9.5 - Deben cumplirse además las disposiciones especiales para estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) dadas en el Capítulo C.21.

C.11.11 - TRANSFERENCIA DE MOMENTO A LAS COLUMNAS

C.11.11.1 - Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento en las conexiones de los elementos de la estructura a las columnas, el cortante resultante de la transferencia de momento se debe considerar en el diseño del refuerzo lateral de las columnas.

C.11.11.2 - Debe suministrarse refuerzo lateral a las columnas dentro de los nudos o conexiones con los otros elementos de la estructura. El área de refuerzo lateral no puede ser menor que la requerida por la ecuación C.11-14 [$A_v = b_w s /(3 f_y)$] y se debe colocar sobre una distancia al menos igual a la altura del elemento más alto de los que llegan a las columnas. Véase también C.7.9.

C.11.12 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

C.11.12.1 - La resistencia al cortante de losas y zapatas en la vecindad de cargas concentradas o reacciones, se rige por la más severa de las dos condiciones siguientes:

C.11.12.1.1 - La acción como viga para la losa o zapata, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia **d** de la cara del área de la carga concentrada o reacción. Para esta condición, la losa o zapata debe diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.11.1 a C.11.5.

C.11.12.1.2 - La acción en dos direcciones (punzonamiento) para la losa o zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de modo que su perímetro b_o sea mínimo pero sin necesidad de aproximarse a menos de $d/2$ de:

(a) los lados y esquinas de las columnas, cargas concentradas, o apoyos, o

(b) cambios en espesor de la losa, tales como los bordes de los capiteles o ábacos.

El diseño para la acción en dos direcciones (punzonamiento) de losas o zapatas se debe llevar a cabo de acuerdo con las secciones C.11.12.2 a C.11.12.6.

C.11.12.1.3 - En las columnas de sección cuadrada o rectangular, cargas concentradas o áreas de apoyo, la sección crítica puede reducirse a cuatro lados rectos.

C.11.12.2 - El diseño de la losa o zapata para acción en dos direcciones (punzonamiento) debe basarse en las ecuaciones C.11-1 y C.11-2. v_c se calcula de acuerdo con C.11.12.2.1, C.11.12.2.2 o C.11.12.3.1. v_s se calcula de acuerdo con C.11.12.3. En las losas donde se utilicen cabezas de cortante, v_n se determina de acuerdo con C.11.12.4. Cuando hay transferencia de momento de la losa a la columna, deben utilizarse los requisitos de C.11.12.6.

C.11.12.2.1 - Para losas no preesforzadas y zapatas, v_c, evaluado sobre el área $b_o d$, debe tomarse como el menor de (a), (b), o (c):

(a) $$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right) \qquad \textbf{(C.11-42*)}$$

donde β_c es la relación entre lado largo y lado corto de la columna, carga concentrada o área de apoyo,

(b) $$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{\alpha_s d}{2\,b_0}\right) \qquad \textbf{(C.11-43*)}$$

donde α_s tiene un valor de 40 para columnas interiores, de 30 para columna de borde y de 20 para columnas de esquina,

(c) $$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \qquad \textbf{(C.11-44*)}$$

C.11.12.2.2 - En las columnas de losas preesforzadas que trabajen en dos direcciones, y en zapatas que cumplan los requisitos de C.18.9.3:

$$v_c = \left(\beta_p\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) + \frac{V_p}{b_0 d} \qquad \textbf{(C.11-45*)}$$

en donde β_p es el más pequeño de 0.29 o $(\alpha_s d / b_0 + 1.5)/12$; α_s tiene un valor de 40 para columnas interiores, de 30 para columna de borde y de 20 para columnas de esquina; b_0 es el perímetro de la sección crítica como se define en C.11.12.1.2; f_{pc} es el promedio de los valores de f_{pc} para las dos direcciones; y V_p es la componente vertical de todo el preesfuerzo efectivo que pasa a través de la sección crítica. v_c puede calcularse por medio de la ecuación C.11-45 si se cumplen las condiciones siguientes, en caso contrario debe aplicarse C.11.12.2.1.

(a) ninguna parte de la sección de la columna puede estar más cerca de 4 espesores de losa de un borde discontinuo,

(b) f'_c en la ecuación C.11-45 no puede ser mayor de 35 MPa, y

(c) f_{pc} en ninguna dirección puede ser menor de 0.9 MPa, ni mayor de 3.5 MPa.

C.11.12.3 - Se permite utilizar en losas y zapatas refuerzo a cortante que consista de barras o malla electrosoldada, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

C.11.12.3.1 - La resistencia a cortante v_n debe calcularse por la ecuación C.11-2 tomando en cuenta que v_c, evaluado sobre $b_0 d$, no puede ser mayor que $(1/6)\sqrt{f'_c}$ y v_s debe estar de acuerdo con lo estipulado en C.11.5 y anclado de acuerdo con C.12.13.

C.11.12.3.2 - El valor de v_n no puede ser mayor de $(1/2)\sqrt{f'_c}$.

C.11.12.4 - Se puede utilizar en las losas refuerzo a cortante que consista de perfiles de acero en I o canales (cabezas de cortante). Las disposiciones de C.11.12.4.1 a C.11.12.4.9 deben aplicarse donde el cortante debido a cargas gravitacionales se transfiere a columnas interiores. Donde haya transferencia de momento a las columnas, debe aplicarse C.11.12.6.3.

C.11.12.4.1 - Cada cabeza de cortante debe consistir en perfiles fabricados de acero, soldando, por medio de soldaduras de penetración total, cuatro brazos idénticos que formen ángulos rectos. Los brazos de la cabeza de cortante deben ser continuos a través de toda la sección de la columna.

C.11.12.4.2 - La cabezas de cortante no deben tener una altura mayor de 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

C.11.12.4.3 - Los extremos de cada brazo de la cabeza de cortante pueden cortarse en un ángulo no menor de 30º con respecto a la horizontal, si la capacidad del momento plástico de la sección en chaflán restante es adecuada para resistir la fuerza cortante asignada a ese brazo de la cabeza de cortante.

C.11.12.4.4 - Todas las aletas de compresión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de $0.3d$ de la superficie de compresión de la losa.

C.11.12.4.5 - La relación α_v entre la rigidez de cada brazo de la cabeza de cortante y la de la sección compuesta fisurada de la losa que la circunda, con un ancho de $(c_2 + d)$, no debe ser menor que 0.15.

C.11.12.4.6 - El momento plástico resistente M_p que se requiere para cada brazo de la cabeza de cortante debe calcularse por medio de:

$$\phi M_p = \frac{V_u}{2\eta}\left[h_v + \alpha_v\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \qquad \textbf{(C.11-46)}$$

donde ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante que se requiere para cumplir los requisitos de C.11.12.4.7 y C.11.12.4.8.

C.11.12.4.7 - La sección crítica de la losa para cortante debe ser perpendicular al plano de la losa y atravesar cada brazo de la cabeza de cortante a 3/4 de la distancia $(\ell_v - c_1/2)$ de la cara de la columna en el extremo del brazo. La sección crítica se debe localizar de modo que su perímetro b_0 sea mínimo, pero sin necesidad de aproximarse mas cerca que el perímetro definido en C.11.12.1.2(a).

C.11.12.4.8 - El esfuerzo cortante v_n no debe ser mayor que $(1/3)\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica definida en C.11.12.4.7. Cuando se proporcione refuerzo para la cabeza de cortante, el esfuerzo v_u no debe tomarse mayor que $0.6\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica definida en C.11.12.1.2(a).

C.11.12.4.9 - Puede suponerse que la cabeza de cortante contribuye a cada franja de columna de la losa con una resistencia a momento M_v, calculada por:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta}\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad \textbf{(C.11-47)}$$

donde ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante que realmente se suministre. Sin embargo, M_v no debe tomarse mayor que el menor valor entre:

(a) el 30 por ciento del momento mayorado total que se requiere para cada franja de columna de la losa,

(b) el cambio en el momento de la franja de columna en la longitud ℓ_v, y

(c) el valor de M_p calculado por la ecuación C.11-47.

C.11.12.4.10 - Cuando haya momentos desbalanceados, la cabeza de cortante debe estar adecuadamente anclada para poder transferir M_p a la columna.

C.11.12.5 - ABERTURAS EN LOSAS - Cuando las aberturas de las losas estén localizadas a una distancia menor de 10 veces el espesor de la losa medida desde el área de la carga concentrada o reacción, o cuando las aberturas en las losas estén localizadas dentro de las franjas de columnas, como las define el Capítulo C.13, la sección crítica de la losa para cortante que se define en C.11.12.1.2 y C.11.12.4.7 debe modificarse como sigue:

C.11.12.5.1 - Para losas sin cabezas de cortante, aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté encerrada por líneas rectas que salen del centroide de la columna, o del área de la carga o reacción y son tangentes a los límites de las aberturas, debe considerarse no efectiva.

C.11.12.5.2 - Para las losas con cabezas de cortante, la parte no efectiva del perímetro debe ser la mitad de la definida en C.11.12.5.1.

C.11.12.6 - TRANSFERENCIA DE MOMENTO EN CONEXIONES LOSA-COLUMNA - Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, deben aplicarse los requisitos siguientes:

C.11.12.6.1 - La fracción $\gamma_f M_u$ del momento no equilibrado debe transferirse por flexión de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.13. La fracción restante del momento no equilibrado, dada por $\gamma_v M_u$ debe considerarse que es transferida por excentricidad de cortante alrededor de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, donde:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad \textbf{(C.11-48)}$$

C.11.12.6.2 - Debe suponerse que los esfuerzos cortantes que resulten de la transferencia de momentos por excentricidad de cortante, varían linealmente alrededor del centroide de la sección crítica definida en C.11.12.1.2. El esfuerzo cortante máximo debido a las fuerzas cortantes mayoradas y momentos mayorados no debe exceder ϕv_n, definido de la siguiente manera:

(a) para miembros sin refuerzo a cortante:

$$\phi v_n = \phi v_c \qquad \textbf{(C.11-49)}$$

donde v_c se define en C.11.12.2.1 o en C.11.12.2.2.

(b) para miembros con refuerzo de cortante diferente de cabezas de cortante:

$$\phi v_n = \phi\left(v_c + v_s\right) \qquad \textbf{(C.11-50)}$$

donde v_c y v_s se definen en C.11.12.3. En el diseño del refuerzo de cortante deben tenerse en cuenta las variaciones de los esfuerzos cortantes alrededor de la columna.

C.11.12.6.3 - Cuando se utilice refuerzo de cortante consistente en perfiles de acero estructural de sección en I, o de canal (cabezas de cortante), la suma de los esfuerzos cortantes debidos a cargas verticales que actúan en la sección crítica definida en C.11.12.4.7 y los esfuerzos cortantes resultantes de la transferencia de momentos por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, no deben exceder $\phi(1/3)\sqrt{f'_c}$.

CAPITULO C.12
DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

C.12.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{a}$ = altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos definido en C.10.2.7.
$\mathbf{A_b}$ = área de una barra individual, expresada en mm².
$\mathbf{A_s}$ = área del refuerzo no preesforzado a tracción, expresada en mm².
$\mathbf{A_{tr}}$ = área total de refuerzo transversal en forma de estribos, dentro de una distancia $\mathbf{s}$ y que cruza un plano potencial de fractura adyacente al refuerzo que se desarrolla, en mm².
$\mathbf{A_v}$ = área del refuerzo de cortante dentro de una distancia $\mathbf{s}$, expresada en mm².
$\mathbf{A_w}$ = área de un alambre individual de una malla electrosoldada que se va a desarrollar o a empalmar, expresada en mm².
$\mathbf{b_w}$ = ancho del alma, o diámetro de una sección circular, expresado en mm.
$\mathbf{c}$ = dimensión del espaciamiento o del recubrimiento del refuerzo, expresado en mm (véase C.12.2.4).
$\mathbf{d}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, en mm.
$\mathbf{d_b}$ = diámetro nominal de la barra, alambre o torón de preesfuerzo, expresado en mm.
$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
$\mathbf{f_{ps}}$ = esfuerzo en el refuerzo preesforzado al nivel de resistencia nominal, expresado en MPa.
$\mathbf{f_{se}}$ = esfuerzo efectivo en el refuerzo preesforzado (después de descontar las pérdidas del preesfuerzo), expresado en MPa.
$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa.
$\mathbf{f_{yt}}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo transversal, expresada en MPa.
$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresado en mm.
$\mathbf{K_{tr}}$ = índice de refuerzo transversal.
= $\dfrac{\mathbf{A_{tr} f_{yt}}}{\mathbf{10\ s\ n}}$ (la constante 10 tiene unidades de MPa)
$\ell_\mathbf{a}$ = longitud de anclaje adicional en el apoyo o en el punto de inflexión, expresada en mm.
$\ell_\mathbf{d}$ = longitud de desarrollo, expresada en mm.
$\ell_\mathbf{db}$ = longitud básica de desarrollo, expresada en mm.
$\ell_\mathbf{dh}$ = longitud de desarrollo de un gancho estándar en tracción, medida desde la sección crítica hasta la parte exterior del gancho (longitud de anclaje recta entre la sección crítica y el comienzo de gancho o punto de tangencia, más el radio del doblez y más un diámetro de barra), expresada en mm.
= $\ell_\mathbf{hb}$ x coeficientes de modificación apropiados
$\ell_\mathbf{hb}$ = longitud básica de desarrollo de un gancho estándar en tracción, expresada en mm.
$\mathbf{M_n}$ = resistencia nominal a momento en una sección.
= $\mathbf{A_s f_y (d-a/2)}$.
$\mathbf{n}$ = número de barras, en una misma fila o capa, que se empalman o desarrollan, a lo largo del plano de fractura.
$\mathbf{s}$ = espaciamiento, centro a centro, del refuerzo transversal que existe en la longitud de desarrollo $\ell_\mathbf{d}$, expresado en mm.
$\mathbf{s_w}$ = espaciamiento del alambre que va a desarrollarse o a empalmar, expresado en mm.
$\mathbf{V_u}$ = fuerza de cortante mayorada en la sección.
α = coeficiente relacionado con la localización de la barra (véase C.12.2.4).
β = coeficiente relacionado con el tipo de superficie del refuerzo (véase C.12.2.4).
$\beta_\mathbf{d}$ = relación del área de refuerzo interrumpida al área total de barras sometidas a tracción en la sección.
γ = coeficiente de escala relacionado con el diámetro de la barra (véase C.12.2.4).

C.12.1 - DESARROLLO DEL REFUERZO - GENERALIDADES

C.12.1.1 - La tracción o compresión en el refuerzo calculada en cada sección de los elementos de concreto reforzado, debe desarrollarse en cada lado de dicha sección mediante longitud de anclaje, gancho, o anclaje extremo, o una combinación de los mismos. Los ganchos solo pueden utilizarse para el desarrollo de barras a tracción.

C.12.1.2 - Los valores de la expresión $\sqrt{f'_c}$ utilizados en el presente Capítulo no pueden exceder 8.3 MPa.

C.12.2 - DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRE CORRUGADO A TRACCION

C.12.2.1 - La longitud de desarrollo ℓ_d, en términos de d_b para barras corrugadas y alambres corrugados a tracción, debe calcularse como indica C.12.2.2 o C.12.2.3, pero ℓ_d no puede ser menor que 300 mm.

C.12.2.2 - CASOS SIMPLIFICADOS - Para barras corrugadas o alambre corrugado, el cociente ℓ_d/d_b, debe calcularse así:

	Barras Nº 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores, y alambre corrugado	**Barras Nº 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores**
Separación libre entre barras, que se desarrollan o empalman, mayor o igual a d_b, recubrimiento libre mayor o igual a d_b, y estribos a lo largo de ℓ_d cumpliendo el mínimo requerido, o separación libre entre barras, que se desarrollan o empalman, mayor o igual a $2d_b$ y recubrimiento libre mayor o igual a d_b.	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12\, f_y\, \alpha\beta}{25\sqrt{f'_c}}$ (*)	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3\, f_y\, \alpha\beta}{5\sqrt{f'_c}}$ (*)
Otros casos (separación mínima entre barras según C.7.6.1, recubrimiento mínimo según C.7.7 y sin estribos mínimos)	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{18\, f_y\, \alpha\beta}{25\sqrt{f'_c}}$ (*)	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9\, f_y\, \alpha\beta}{10\sqrt{f'_c}}$ (*)

C.12.2.3 - CASO GENERAL - Para barras corrugadas o alambre corrugado, el cociente ℓ_d/d_b, debe calcularse utilizando la ecuación C.12-1.

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9\, f_y}{10\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \textbf{(C.12-1*)}$$

y

$$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5$$

C.12.2.4 - En C.12.2.2 y C.12.2.3 deben utilizarse las siguiente definiciones y valores:

α = coeficiente relacionado con la localización de la barra

Refuerzo horizontal colocado de tal manera que haya más de 300 mm de concreto fresco en el momento de vaciar el concreto, debajo de la longitud de desarrollo o del empalme ..... $\alpha = 1.3$

Otro refuerzo ..... $\alpha = 1.0$

β = coeficiente relacionado con el tipo de superficie del refuerzo

Barras de refuerzo, o alambres con recubrimiento epóxico, con recubrimiento de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$ ..... $\beta = 1.5$

Todos los otros casos de barras y alambres con recubrimiento epóxico ..... $\beta = 1.2$

Barras y alambres sin recubrimiento epóxico ..... $\beta = 1.0$

El producto $\alpha\beta$ no hay necesidad de que exceda 1.7

γ = coeficiente de escala relacionado con el diámetro de la barra

Barras Nº 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores, y alambre corrugado ..... $\gamma = 0.8$

Barras Nº 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores ..... $\gamma = 1.0$

c = dimensión del espaciamiento o del recubrimiento del refuerzo, expresado en mm

Debe utilizarse la menor de la distancia desde el centro de la barra a la superficie más cercana del concreto, o la mitad de la separación centro a centro de las barras que se desarrollan.

K_{tr} = índice de refuerzo transversal.

$$= \frac{A_{tr} f_{yt}}{10\ s\ n}$$ (la constante 10 tiene unidades de MPa)

donde:

A_{tr} = área total de refuerzo transversal en forma de estribos, dentro de una distancia s y que cruza un plano potencial de fractura adyacente al refuerzo que se desarrolla, en mm².

f_{yt} = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo transversal, expresada en MPa.

s = espaciamiento, centro a centro, del refuerzo transversal que existe en la longitud de desarrollo ℓ_d, expresado en mm.

n = número de barras, en una misma fila o capa, que se empalman o desarrollan, a lo largo del plano de fractura.

Como una simplificación de diseño, se permite utilizar $K_{tr} = 0$ aunque haya refuerzo transversal presente.

C.12.2.5 - REFUERZO EN EXCESO - La longitud de desarrollo puede reducirse cuando el refuerzo en un elemento a flexión es mayor del que se requiere por análisis, exceptuando aquellos casos en los cuales el anclaje o el desarrollo de f_y sea requerido específicamente, o en estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) como las define el Capítulo C.21.

La reducción puede hacerse en la siguiente proporción ..... $\dfrac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ suministrado}}$

C.12.3 - DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESION

C.12.3.1 - La longitud de desarrollo ℓ_d en mm, para barras corrugadas a compresión, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo básica, ℓ_{db}, de C.12.3.2 y los coeficientes de modificación aplicables de C.12.3.3., pero ℓ_d no puede ser menor de 200 mm.

C.12.3.2 - La longitud de desarrollo básica, ℓ_{db}, es: $\frac{d_b\, f_y}{4\sqrt{f'_c}} \geq 0.04\ d_b f_y$ (la constante 0.04 tiene unidades de mm²/N)

C.12.3.3 - La longitud de desarrollo básica, ℓ_{db}, se puede multiplicar por los coeficientes aplicables para:

(a) ***Refuerzo en exceso*** - Refuerzo en exceso del que requiere el análisis ..... $\frac{A_s \text{requerido}}{A_s \text{suministrado}}$

(b) ***Espirales y estribos*** - Refuerzo encerrado dentro de refuerzo en espiral de diámetro no menor de Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm)y cuyo paso no sea mayor de 100 mm, o estribos de barra Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm), que cumplan los requisitos de C.7.10.3 y espaciados a menos de 100 mm centro a centro **0.75**

C.12.4 - CASOS ESPECIALES

C.12.4.1 - DESARROLLO DE BARRAS LISAS - La longitud de desarrollo ℓ_d para barras lisas será 1.5 veces mayor que el valor calculado para barras corrugadas de acuerdo con C.12.2 y C.12.3 y siempre debe terminar en ganchos estándar.

C.12.4.1.1 - La longitud de desarrollo en barras de refuerzo que no se puedan clasificar como corrugadas o como lisas, debe determinarse experimentalmente; cuando esto no sea posible, deben considerarse como barras lisas.

C.12.4.2 - DESARROLLO DE BARRAS EN PAQUETE - La longitud de desarrollo de las barras individuales dentro de un paquete a tracción o a compresión, es la de la barra individual incrementada en un 20% para paquetes de 3 barras, y en un 33% para paquetes de 4 barras.

C.12.4.2.1 - Para determinar los coeficientes apropiados en C.12.2, un conjunto de barras en paquete debe tratarse como una sola barra con un diámetro equivalente al que tendría una barra que tenga el área del conjunto.

C.12.5 - GANCHOS ESTANDAR A TRACCION

C.12.5.1 - La longitud de desarrollo, ℓ_{dh}, en mm para barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho estándar como lo define C.7.1, debe obtenerse como el producto de la longitud de desarrollo básica, ℓ_{hb}, de C.12.5.2 por el coeficiente o coeficientes de modificación aplicables de C.12.5.3, pero no puede ser menor que el mayor entre $8d_b$ y 150 mm.

C.12.5.2 - La longitud de desarrollo básica ℓ_{hb} para una barra con gancho, con f_y de 420 MPa, debe ser ..... $\frac{100\ d_b}{\sqrt{f'_c}}$ (*)

(la constante 100 tiene unidades de N/mm)

C.12.5.3 - La longitud de desarrollo básica, ℓ_{hb}, debe multiplicarse por el coeficiente o coeficientes apropiados siguientes :

(a) ***Resistencia a la fluencia de la barra*** - Barras con f_y diferente de 420 MPa ..... $\frac{f_y}{420}$

(b) ***Recubrimiento del concreto*** - Para barras Nº 11 (1-3/8"), 32M (32 mm) o menores, con recubrimiento lateral, (normal al plano del gancho) mayor de 60 mm, para ganchos de 90º con recubrimiento en la extensión

después del gancho mayor de 50 mm **0.7**

(c) ***Estribos*** - Para barras Nº 11 (1-3/8”), 32M (32 mm) o menores en que el gancho está rodeado vertical u horizontalmente por estribos con un espaciamiento medido a lo largo de la longitud de desarrollo, ℓ_{hb}, menor de $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con el gancho **0.8**

(d) ***Refuerzo en exceso*** - Donde no se requiera o no se necesite anclar o desarrollar específicamente f_y, excepto en el sistema de resistencia sísmica de estructuras con capacidad especial (*DES*) y moderada (*DMO*) de disipación de energía..... $\dfrac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ suministrado}}$

(e) ***Refuerzo con recubrimiento epóxico*** - Barras con gancho que están recubiertas de epóxico **1.2**

C.12.5.4 - Para barras que desarrollen f_y a través de un gancho estándar en un extremo discontinuo de un elemento y donde el recubrimiento lateral a ambos lados, y el superior o el inferior, es menor de 60 mm, la barra con gancho debe estar rodeada por estribos espaciados a menos de $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo ℓ_{hb}, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En ese caso no debe usarse el coeficiente dado en C.12.5.3 (c).

C.12.5.5 - Los ganchos no se consideran efectivos en el desarrollo de barras en compresión.

C.12.5.6 - Para las estructuras de capacidad de disipación de energía alta (*DES*) deben tomarse en cuenta los requisitos adicionales que se dan en el Capítulo C.21.

C.12.6 - ANCLAJE MECANICO

C.12.6.1 - Se puede utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar el concreto.

C.12.6.2 - Deben presentarse al Ingeniero Diseñador y al Supervisor Técnico los resultados de ensayos que demuestren la bondad de dichos dispositivos mecánicos.

C.12.6.3 - El desarrollo del refuerzo se puede obtener a través de combinar anclaje mecánico y longitud de anclaje adicional entre el anclaje mecánico y el lugar donde se debe desarrollar el máximo esfuerzo en la barra.

C.12.7 - DESARROLLO DE MALLA ELECTROSOLDADA DE ALAMBRE CORRUGADO

C.12.7.1 - La longitud de desarrollo ℓ_d en mm, para malla electrosoldada de alambre corrugado medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo para alambre corrugado dada en C.12.2.2 o en C.12.2.3 y el coeficiente o coeficientes de modificación aplicables de C.12.7.2 o C.12.7.3. Se permite reducir la longitud de desarrollo de acuerdo con C.12.2.5, pero ℓ_d no debe ser menor de 200 mm excepto al calcular los empalmes por traslapo según C.12.18. Cuando se utilice el coeficiente dado en C.12.7.2, puede utilizarse un coeficiente de recubrimiento epóxico, β, igual a 1.0 para malla electrosoldada con recubrimiento epóxico en C.12.2.2 y C.12.2.3.

C.12.7.2 - Para malla electrosoldada de alambre corrugado que tenga al menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo a una separación no menor de 50 mm del punto de la sección crítica, el coeficiente de malla electrosoldada debe ser el mayor de:

$$\left(\frac{f_y - 240}{f_y}\right) \quad (*)$$

o

$$\left(\frac{5\,d_b}{s_w}\right) \quad (*)$$

pero no hay necesidad de que exceda 1.0.

C.12.7.3 - Para malla electrosoldada de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, o con un solo alambre a menos de 50 mm de la sección crítica, el coeficiente de malla electrosoldada de C.12.7.2 debe tomarse como 1.0 y la longitud de desarrollo debe ser la que se determina para alambre corrugado.

C.12.7.3 - Cuando haya alambres lisos dentro de la malla electrosoldada de alambre corrugado, en la dirección en que se calcula la longitud de desarrollo; esta debe calcularse utilizando los requisitos de C.12.8.

C.12.8 - DESARROLLO DE MALLA ELECTROSOLDADA DE ALAMBRE LISO

C.12.8.1 - La resistencia a la fluencia de la malla electrosoldada de alambre liso, se considera que se desarrolla por el anclaje de dos alambres transversales con el más cercano a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo, ℓ_d, en mm, medida desde de la sección crítica al alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$\ell_d \geq 3.3\,\frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (*)$$

modificado para refuerzo en exceso del que requiere el análisis de acuerdo con C.12.2.5. Pero ℓ_d no debe ser menor de 150 mm excepto al calcular los empalmes por traslapo según C.12.19.

C.12.9 - DESARROLLO DE LOS TORONES DE PREESFUERZO

C.12.9.1 - Los torones de preesfuerzo de 3 ó 7 alambres se deben adherir más allá de la sección crítica con una longitud de desarrollo, en mm, no menor que;

$$\left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se}\right)\frac{d_b}{7} \quad (*)$$

donde d_b es el diámetro del torón en mm y f_{ps} y f_{se} se expresan en MPa.

C.12.9.2 - Se puede limitar la investigación a las secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requiera desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas mayoradas especificadas.

C.12.9.3 - Donde la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluye tracciones al nivel de cargas de servicio en la zona de tracción precomprimida, de acuerdo con lo especificado en C.18.4.2, la longitud de desarrollo de adherencia que se especifica en C.12.9.1, debe duplicarse.

C.12.10 - DESARROLLO DEL REFUERZO A FLEXION - GENERALIDADES

C.12.10.1 - El refuerzo a tracción puede desarrollarse doblándolo a través del alma para anclarlo, o haciéndolo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.

C.12.10.2 - Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en los elementos a flexión, están en los puntos de esfuerzos máximos, y en los puntos dentro de la luz donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. Deben cumplirse, además, los requisitos de C.12.11.3.

C.12.10.3 - El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el cual ya no se requiera para resistir la flexión, por una distancia igual a la altura efectiva del elemento, $\mathbf{d}$, o $\mathbf{12d_b}$, el que sea mayor, excepto en los apoyos de luces simples y en el extremo libre de los voladizos.

C.12.10.4 - El refuerzo que continúa deber tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo ℓ_d más allá del punto donde se dobla o termina el refuerzo a tracción que ya no se requiera para resistir flexión.

C.12.10.5 - El refuerzo de flexión no puede suspenderse en la zona a tracción a menos que se cumpla una de las siguientes condiciones:

C.12.10.5.1 - Que el cortante mayorado en el punto de suspensión no exceda los 2/3 de la resistencia de diseño a cortante, incluyendo la resistencia a cortante del refuerzo para cortante suministrado.

C.12.10.5.2 - Que se proporcione un área de estribos adicional de la que se requiere para cortante y torsión a lo largo de cada terminación de barra o alambre de malla electrosoldada, por una distancia igual a $\mathbf{3/4}$ de la altura efectiva del elemento, a partir del punto de terminación. El área de estribos $\mathbf{A_v}$ adicional, no debe ser menor que $\mathbf{4.2b_w s/f_y}$. El espaciamiento $\mathbf{s}$ no debe exceder de $\mathbf{d/(8\beta_d)}$, donde β_d es la relación entre el área del refuerzo interrumpido y el área total del refuerzo a tracción en esa sección.

C.12.10.5.3 - Que para barras Nº 11 (1-3/8”) ó 32M (32 mm) y menores, el refuerzo que continúa sea el doble del área requerida por la flexión en el punto de interrupción y el cortante mayorado no excede el 75 por ciento de la resistencia de diseño a cortante.

C.12.10.6 - Se debe dar anclaje extremo adecuado al refuerzo a tracción en elementos sometidos a flexión donde la tracción del refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como es el caso de zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable, ménsulas, elementos profundos a flexión o elementos en los cuales el refuerzo a tracción no sea paralelo a la cara de compresión. Véase C.12.11.4 y C.12.12.4 para el caso de elementos a flexión de gran altura.

C.12.11 - DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

C.12.11.1 - Al menos 1/3 del refuerzo para momento positivo en elementos simplemente apoyados, y 1/4 del refuerzo para momento positivo en elementos continuos, debe extenderse a lo largo de la misma cara del elemento dentro del apoyo. En vigas, tal refuerzo debe extenderse dentro del apoyo al menos 150 mm.

C.12.11.2 - Cuando un elemento a flexión sea parte de un sistema primario resistente a fuerzas horizontales, el refuerzo para momento positivo que es necesario extender dentro del apoyo de acuerdo con C.12.11.1, debe anclarse para desarrollar la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ a tracción en la cara del apoyo.

C.12.11.3 - En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo a tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓ_d calculada para $\mathbf{f_y}$, según C.12.2, cumpla la condición expresada en la ecuación C.12-2. En aquellos casos en los cuales el refuerzo termina después del centro de un apoyo simple, con un gancho estándar en su extremo, o se disponga un anclaje mecánico equivalente a un gancho estándar; no hay necesidad de cumplir la ecuación C.12-2.

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \qquad \textbf{(C.12-2)}$$

donde :

$\mathbf{M_n}$ = resistencia nominal a momento, obtenida suponiendo que todo el refuerzo de la sección está trabajando a un esfuerzo en tracción igual a la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$.

$\mathbf{V_u}$ = fuerza cortante mayorada en la sección.

ℓ_a = en un apoyo es igual a la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, debe limitarse a la altura efectiva del elemento, o a $\mathbf{12d_b}$, lo que sea mayor.

El valor de $\mathbf{M_n/V_u}$ puede aumentarse en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

C.12.11.4 - En apoyos simples de elementos a flexión de gran altura, el refuerzo positivo a tracción debe anclarse para que pueda desarrollar la resistencia nominal a la fluencia, f_y, en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores, de elementos a flexión de gran altura, el refuerzo de momento positivo en tracción; debe ser continuo o empalmarse con el de vanos adyacentes.

C.12.12 - DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

C.12.12.1 - El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido o en voladizo o en cualquier elemento de un pórtico resistente a momentos, debe anclarse en el elemento que le da apoyo o a través del mismo, mediante la longitud de anclaje, por medio de ganchos o con anclaje mecánico.

C.12.12.2 - El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud de anclaje dentro de la luz tal como se requiere en C.12.1 y en C.12.10.3.

C.12.12.3 - Al menos 1/3 del refuerzo total a tracción suministrado para momento negativo en un apoyo debe tener una longitud de anclaje, más allá del punto de inflexión, no menor que la altura efectiva del elemento, $12d_b$ o 1/16 de la luz libre, la que sea mayor.

C.12.12.4 - En los apoyos interiores de elementos continuos a flexión de gran altura el refuerzo en tracción para momento negativo, debe ser continuo con el de vanos adyacentes.

C.12.13 - DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA

C.12.13.1 - El refuerzo del alma debe llevarse tan cerca de las superficies a compresión y a tracción del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y proximidad de otros refuerzos.

C.12.13.2 - Los extremos de estribos de una sola rama, en U simple o en U múltiple, deben anclarse por uno de los siguientes medios:

C.12.13.2.1 - Para barras Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm) o de menor diámetro, o para barras Nº 6 (3/4”) ó 18M (18 mm) a Nº 8 (1”) ó 25M (25 mm) con resistencia a la fluencia, f_y, de 280 MPa o menos, debe utilizarse un gancho estándar que abraza el refuerzo longitudinal.

C.12.13.2.2. - Para barras Nº 6 (3/4”) ó 18M (18 mm) a Nº 8 (1”) ó 25M (25 mm) con resistencia a la fluencia, f_y, mayor que 280 MPa, debe utilizarse un gancho estándar que abraza el refuerzo longitudinal más una longitud de anclaje entre la mitad de la altura del elemento y la parte exterior del gancho igual o mayor que:

$$\frac{0.17\ d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \qquad (*)$$

C.12.13.2.3 - Cuando se utiliza malla electrosoldada conformando estribos simples en U, cada rama debe cumplir uno de los dos casos siguientes:

(a) dos alambres longitudinales separados a 50 mm en la parte superior de la U, o

(b) un alambre longitudinal localizado a no más de **d/4** de la cara de compresión y un segundo alambre localizado más cerca de la cara de compresión y separado a más de 50 mm del primer alambre. El segundo alambre puede localizarse en la rama del estribo después del doblez, o en un doblez con un diámetro interior de doblado mayor que $8d_b$.

C.12.13.2.4 - En cada extremo de estribos de una sola rama de malla electrosoldada, de alambre liso o corrugado, dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interior localizado a una distancia mayor de **d/4** o 50 mm de la media altura, **d/2**, del elemento. El alambre exterior localizado en la cara de tracción del elemento no debe estar localizado más afuera que la barra de refuerzo para flexión que se encuentre más cerca a la cara de tracción.

C.12.13.2.5 - En viguetas como se definen en el Capítulo C.13, para barras de diámetro Nº 4 (1/2”), 12M (12 mm), o menores, un gancho estándar.

C.12.13.3 - Entre los extremos anclados, cada doblez, en la parte continua de un estribo en U simple o en U múltiple, debe abrazar una barra longitudinal.

C.12.13.4 - En el caso de que las barras longitudinales dobladas para actuar como refuerzo de cortante se extiendan a una región de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal y, si se extienden a una región de compresión, deben anclarse más allá de la mitad de la altura útil, $\mathbf{d/2}$, tal como se especifica para la longitud de desarrollo en C.12.2 para aquella parte de $\mathbf{f_y}$ que requiere satisfacer la ecuación C.11-20.

C.12.13.5 - Los pares de estribos en U, o estribos colocados de tal modo que formen una unidad cerrada, deben considerarse empalmados correctamente cuando la longitud de los traslapos sea de $\mathbf{1.3\ell_d}$. Este tipo de traslapo también puede considerarse adecuado en elementos que tengan una altura al menos de 500 mm, si $\mathbf{A_b f_y}$ es menor que 40 kN por rama de estribo, y si las ramas de los estribos se extienden en la totalidad de la altura disponible del elemento.

C.12.14 - EMPALMES DEL REFUERZO - GENERALIDADES

C.12.14.1 - Los empalmes del refuerzo deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo. En la obra los empalmes deben localizarse únicamente como lo indiquen o permitan los planos de diseño o las especificaciones, y sólo se permiten variaciones cuando las autorice el Ingeniero Diseñador. Además, en estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*), deben cumplirse los requisitos adicionales del Capítulo C.21.

C.12.14.2 - EMPALMES POR TRASLAPO

C.12.14.2.1 - No pueden utilizarse empalmes por traslapo para barras mayores de la Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm), con las excepciones indicadas en C.12.16.2 y en C.15.8.2.3.

C.12.14.2.2 - Los empalmes por traslapo de barras en paquetes debe basarse en la longitud del empalme traslapado requerida para las barras individuales del paquete, incrementándolos de acuerdo con lo prescrito en C.12.4. Los empalmes por traslapo de barras individuales dentro de un paquete no deben superponerse. El paquete en su totalidad no puede empalmarse por traslapo en un mismo punto.

C.12.14.2.3 - Las barras unidas por medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, en elementos a flexión, no pueden espaciarse transversalmente a más de 1/5 de la longitud requerida para el empalme traslapado, ni a más de 150 mm.

C.12.14.3 - EMPALMES MECANICOS Y SOLDADOS

C.12.14.3.1 - Pueden utilizarse empalmes mecánicos y soldados que cumplan las condiciones de este Reglamento.

C.12.14.3.2 - Toda conexión mecánica total debe desarrollar a tracción o a compresión, según se requiera, el menos un 125% de la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ de la barra.

C.12.14.3.3 - Con las excepciones indicadas en este Reglamento, toda soldadura debe cumplir las disposiciones de la norma NTC 4004 (Norma ANSI/AWS D1.4 de la Sociedad Americana de Soldadura).

C.12.14.3.4 - Todo empalme totalmente soldado debe estar formado por barras soldadas para que desarrollen a tracción al menos un 125% de la resistencia nominal a la fluencia $\mathbf{f_y}$ de la barra.

C.12.14.3.5 - Los empalmes mecánicos y soldados que no cumplan con los requisitos de C.12.14.3.2, o C.12.14.3.4 se permiten únicamente para barras N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm), o menores, de acuerdo con C.12.15.4.

C.12.15 - EMPALMES A TRACCION DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS DE MALLAS ELECTROSOLDADAS

C.12.15.1 - La longitud mínima de traslapo para empalmes a tracción de las clases A y B no debe ser menor de 300 mm, donde:

Empalme Clase A ..... 1.0 ℓ_d

Empalme Clase B ..... 1.3 ℓ_d

donde ℓ_d es la longitud de desarrollo a tracción para la resistencia nominal a la fluencia f_y, de acuerdo con C.12.2 y sin el coeficiente de modificación de C.12.2.5.

C.12.15.2 - Los empalmes por traslapo a tracción de barras corrugadas y alambres corrugados que formen parte de mallas electrosoldadas, deben ser Clase B, excepto que se permiten los de Clase A cuando el área de refuerzo suministrado es al menos el doble del requerido por análisis en toda la longitud del empalme y menos de la mitad del refuerzo total se empalma dentro de la longitud de traslapo, como lo indica la tabla C.12-1.

TABLA C.12-1
EMPALMES A TRACCION POR TRASLAPO

$\frac{A_s \text{ suministrado}}{A_s \text{ requerido}}$ *	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	
	50	100
Mayor o igual a 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

* Relación de área de refuerzo suministrada al área de refuerzo requerida por el análisis en el sitio de empalme.

C.12.15.3 - Los empalmes mecánicos o soldados que se utilicen donde el área de refuerzo suministrada sea menor del doble de lo que se requiere por el análisis, deben cumplir los requisitos de C.12.14.3.2 o C.12.14.3.4.

C.12.15.4 - Los empalmes mecánicos y soldados que no cumplan los requisitos de C.12.14.3.2 o C.12.14.3.4 se permiten para barras N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm), o menores, donde el área de refuerzo suministrada sea al menos el doble del que se requiere por análisis, y se cumplan los siguientes requisitos:

C.12.15.4.1 - Los empalmes deben escalonarse por lo menos 600 mm y deben realizarse de tal manera que desarrollen en cada sección por lo menos el doble de la fuerza de tracción calculada en esa sección, pero no menos de 140 MPa para el área total de refuerzo suministrada.

C.12.15.4.2 - Al calcular la fuerza de tracción que se desarrolla en cada sección el refuerzo empalmado puede evaluarse a la resistencia especificada del empalme. El refuerzo no empalmado debe evaluarse a aquella fracción de f_y definida por la relación entre la longitud de desarrollo real, más corta y el ℓ_d que se requiera para desarrollar la resistencia nominal a la fluencia f_y.

C.12.15.5 - Los empalmes en tirantes, o elementos de amarre a tracción deben hacerse con una conexión mecánica total o ser totalmente soldados, de acuerdo con C.12.14.3.2 o C.12.14.3.4 y los empalmes de barras adyacentes deben escalonarse al menos 750 mm.

C.12.16 - EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESION

C.12.16.1 - La longitud mínima para empalmes traslapados a compresión es ($0.07\, f_y\, d_b$) para f_y de 420 MPa o menos, o $(0.13\, f_y - 24)d_b$ para f_y mayor de 420 MPa, pero nunca menor de 300 mm. Para f'_c menores de 20 MPa, la longitud de traslapo debe incrementarse en 1/3.

C.12.16.2 - Cuando se empalmen por traslapo a compresión barras de diferente diámetro, la longitud del traslapo debe ser la mayor de la longitud de desarrollo de la barra mayor o de la longitud de traslapo de la barra menor. Las barras Nº 14 (1-3/4"), Nº 18 (2-1/4"), 45M (45 mm) ó 55M (55 mm) pueden empalmarse por traslapo a barras Nº 11 (1-3/8"), 32M (32 mm) o menores.

C.12.16.3 - Los empalmes mecánicos o soldados que se utilicen a compresión deben cumplir con los requisitos de C.12.14.3.2 o C.12.14.3.4.

C.12.16.4 - EMPALMES POR CONTACTO EN EL EXTREMO

C.12.16.4.1 - Los esfuerzos en las barras solicitadas únicamente a compresión pueden transmitirse en sus extremos a otras barras, cuando éstos se cortan a 90º y se sostienen en contacto concéntrico con la otra barra mediante un dispositivo adecuado.

C.12.16.4.2 - Los extremos de las barras deben terminarse en superficies planas, en ángulo recto, con una tolerancia de 1.5º con el eje de las barras y deben tener una tolerancia de 3º con respecto a un apoyo total después de ensamblarse.

C.12.16.4.3 - Los empalmes por contacto en el extremo deben utilizarse únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

C.12.17 - REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALME EN COLUMNAS

C.12.17.1 - Deben utilizarse empalmes por traslapo, empalmes mecánicos, empalmes soldados, o empalmes por contacto en el extremo, con las limitaciones dadas en los Artículos C.12.17.2 a C.12.17.4. El empalme debe cumplir los requisitos dados para todas las combinaciones de carga en la columna. Además, en las estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) deben cumplirse los requisitos adicionales del Capítulo C.21.

C.12.17.2 - EMPALMES POR TRASLAPO EN COLUMNAS - Deben cumplirse los siguientes requisitos para el empalme de barras por traslapo en columnas:

C.12.17.2.1 - Cuando los esfuerzos en la barra debidos a las cargas mayoradas son de compresión, los empalmes por traslapo deben cumplir los requisitos de C.12.16.1, C.12.16.2, y cuando sean apropiados, los de C.12.17.2.4 o C.12.17.2.5.

C.12.17.2.2 - Donde los esfuerzos en las barras longitudinales de una columna, debidos a las cargas mayoradas y calculados para las diversas combinaciones de carga, no exceden $\mathbf{0.5f_y}$ en tracción, los empalmes por traslapo deben ser Clase B en cualquier sección donde se empalman más de la mitad de las barras, o Clase A donde se empalman la mitad, o menos, de las barras y los empalmes entre barras alternas se escalonan a una distancia al menos igual a $\ell_\mathbf{d}$.

C.12.17.2.3 - Cuando los esfuerzos en las barras, debidos a las cargas mayoradas, son mayores de $\mathbf{0.5f_y}$ en tracción, los empalmes por traslapo deben ser Clase B.

C.12.17.2.4 - En columnas con estribos, donde los estribos en la longitud de empalme por traslapo tienen al menos un área efectiva igual a $\mathbf{0.0015hs}$, la longitud de empalme por traslapo puede multiplicarse por 0.83, pero no puede ser menor de 300 mm. En el cálculo del área efectiva deben emplearse las ramas del estribo perpendiculares a la dimensión $\mathbf{h}$.

C.12.17.2.5 - En columnas con refuerzo en espiral, las longitudes de empalme por traslapo de barras localizadas dentro de la espiral, pueden multiplicarse por 0.75, pero la longitud del traslapo no puede ser menor de 300 mm.

C.12.17.3 - EMPALMES MECANICOS Y SOLDADOS EN COLUMNAS - Los empalmes mecánicos o soldados en columnas, deben cumplir los requisitos de C.12.14.3.2 y C.12.14.3.4.

C.12.17.4 - EMPALMES POR CONTACTO EN EL EXTREMO - Pueden utilizarse empalmes por contacto en el extremo que cumplan los requisitos de C.12.16.4, en barras sometidas a esfuerzos de compresión, siempre y cuando los empalmes se escalonen y se coloquen barras adicionales en la zona del empalme. Las barras que continúan deben tener al menos una resistencia en tracción igual a $\mathbf{0.25f_y}$ veces el área de refuerzo vertical en esa cara de la columna. Las barras adicionales deben tener una longitud mínima igual a $\mathbf{2}\ell_\mathbf{d}$.

C.12.18 - EMPALMES A TRACCION DE MALLA ELECTROSOLDADA DE ALAMBRE CORRUGADO

C.12.18.1 - La longitud mínima de traslapo para empalmes traslapados de malla electrosoldada de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada malla, no debe ser menor que $1.3\ell_d$ ni de 200 mm, y el traslapo medido entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor de 50 mm, donde ℓ_d es la longitud de desarrollo para la resistencia nominal a la fluencia f_y de acuerdo con C.12.7.

C.12.18.2 - Las longitudes de los empalmes por traslapo de malla electrosoldada de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud de empalme traslapado, deben determinarse de la misma manera que para alambre corrugado.

C.12.18.3 - Cuando haya alambres lisos dentro de la malla electrosoldada de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslapo, o cuando una malla electrosoldada de alambre corrugado se empalma por traslapo con una de alambre liso, la malla debe empalmarse siguiendo los requisitos de C.12.19.

C.12.19 - EMPALMES A TRACCION DE MALLA ELECTROSOLDADA DE ALAMBRE LISO

C.12.19.1 - La longitud mínima de traslapo para empalmes por traslapo de malla electrosoldada de alambre liso, debe cumplir con lo siguiente:

C.12.19.1.1 - Cuando el área de refuerzo suministrada sea menor de 2 veces la requerida por análisis en el sitio de empalme, la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, ni menor de $1.5\ell_d$, ni 150 mm. ℓ_d es la longitud de desarrollo para la resistencia nominal a la fluencia, f_y, calculada de acuerdo con C.12.8.

C.12.19.1.2 - Cuando el área de refuerzo suministrada sea al menos 2 veces la requerida por el análisis en el sitio de empalme, la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor que $1.5\ell_d$, ni 50 mm. ℓ_d es la longitud de desarrollo para la resistencia nominal a la fluencia, f_y, calculada de acuerdo con C.12.8.

■

CAPITULO C.13
SISTEMAS DE LOSA EN UNA Y DOS DIRECCIONES

C.13.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{b_1}$ = ancho de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{b_2}$ = ancho de la sección crítica definida en C.11.12.1.2, medida en la dirección perpendicular a $\mathbf{b_1}$, expresada en mm.

$\mathbf{c_1}$ = dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{c_2}$ = dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en mm.

$\mathbf{C}$ = constante de la sección transversal utilizada para definir las propiedades de torsión. La constante $\mathbf{C}$ para secciones en forma de T o de L debe evaluarse dividiendo la sección en rectángulos separados y sumando los valores de $\mathbf{C}$ para cada parte.

$$= \sum\left(1 - 0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3 y}{3}$$

$\mathbf{C_{i,j}}$ = coeficientes que se aplican a los momentos de losas en dos direcciones según el método de C.13.9. El subíndice $\mathbf{i}$ indica la dirección corta o larga (ℓ_a o ℓ_b) y el subíndice $\mathbf{j}$ indica si el aplicable a la carga mayorada viva ($\mathbf{w_\ell}$), muerta ($\mathbf{w_d}$) o total ($\mathbf{w_u}$).

$\mathbf{d}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, expresada en mm.

$\mathbf{E_{cb}}$ = módulo de elasticidad del concreto de la viga.

$\mathbf{E_{cc}}$ = módulo de elasticidad del concreto de la columna.

$\mathbf{E_{cs}}$ = Módulo de elasticidad del concreto de la losa.

$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresada en mm.

$\mathbf{I_b}$ = momento de inercia de la sección bruta de la viga alrededor del eje centroidal según se define en C.13.4.4.

$\mathbf{I_c}$ = momento de inercia de la sección bruta de la columna.

$\mathbf{I_s}$ = momento de inercia de la sección bruta de la losa alrededor del eje centroidal e igual a $\mathbf{h^3/12}$ veces el ancho de la losa definido en las notaciones de α y β_t.

ℓ_a = longitud de la luz libre en la dirección corta, para ser aplicada en el método de C.13.9.

ℓ_b = longitud de la luz libre en la dirección larga, para ser aplicada en el método de C.13.9.

ℓ_n = longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida cara a cara de los apoyos.

ℓ_1 = longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de apoyos.

ℓ_2 = longitud de la luz transversal a ℓ_1, medida centro a centro de apoyos.

$\mathbf{m}$ = relación de la luz corta a la luz larga, para ser aplicada en el método de C.13.9.

$$= \frac{\ell_a}{\ell_b}$$

$\mathbf{M_o}$ = momento estático mayorado total.

$\mathbf{M_a}$ = momento de diseño, negativo o positivo, en la franja central que se utiliza para determinar el refuerzo paralelo a la dimensión ℓ_a del panel, según el método de C.13.9.

$\mathbf{M_b}$ = momento de diseño, negativo o positivo, en la franja central que se utiliza para determinar el refuerzo paralelo a la dimensión ℓ_b del panel, según el método de C.13.9.

$\mathbf{M_u}$ = momento mayorado en la sección.

$\mathbf{w_a}$ = porcentaje de la carga del panel soportada en la dirección corta, para ser utilizado en el Método de C.13.9.

$\mathbf{w_b}$ = porcentaje de la carga del panel soportada en la dirección larga, para ser utilizado en el Método de C.13.9.

$\mathbf{w_d}$ = carga muerta mayorada por unidad de área

$\mathbf{w_\ell}$ = carga viva mayorada por unidad de área.

$\mathbf{w_u}$ = carga mayorada por unidad de área, o por unidad de longitud en las viguetas.

$\mathbf{x}$ = dimensión total menor de una parte rectangular de una sección transversal, en mm.

$\mathbf{y}$ = dimensión total mayor de una parte rectangular de una sección transversal, en mm.

α = relación de la rigidez a la flexión de la sección de la viga a la rigidez a la flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

$$= \frac{E_{cb}\, I_b}{E_{cs}\, I_s}$$

α_1 = α en la dirección de ℓ_1

α_2 = α en la dirección de ℓ_2

β_t = relación de la rigidez a la torsión de la sección de la viga de borde a la rigidez a la flexión de un ancho de losa igual a la longitud de la luz de la viga, centro a centro de apoyos.

$$= \frac{E_{cb}\, C}{2 E_{cs}\, I_s}$$

γ_f = fracción del momento desequilibrado transferido por flexión en los nudos losa-columna.

γ_v = fracción del momento desequilibrado transferido por excentricidad de cortante en los nudos losa-columna.

= $1 - \gamma_f$

C.13.1 - GENERALIDADES

C.13.1.1 - METODOLOGIAS GENERALES - Para efectos del análisis y diseño de sistemas de losas en una o dos direcciones, macizas o nervadas, deben seguirse los principios de análisis y diseño establecidos en el Capítulo C.8, con la excepción dada en C.13.1.2.

C.13.1.2 - METODOLOGIAS APROXIMADAS - Pueden utilizarse las metodologías de análisis y diseño aproximado dadas en el presente Capítulo siempre y cuando se cumplan las limitaciones dadas en él.

C.13.1.3 - ALCANCE - Las disposiciones de este Capítulo son aplicables al diseño de sistemas de losa con refuerzo de flexión en una o más direcciones, ya sea con o sin vigas entre apoyos.

C.13.1.3.1 - Quedan incluidas dentro del alcance de este Capítulo las losas macizas y las losas aligeradas con huecos o cavidades hechas mediante rellenos permanentes o removibles entre nervios en una o dos direcciones, con o sin loseta inferior.

C.13.1.3.2 - El sistema de losa que se considera en este Capítulo puede estar apoyado sobre vigas o muros cuando se trate de losas en una dirección y sobre columnas, vigas o muros cuando se trate de sistemas en dos direcciones. Si se trata de losas nervadas en dos direcciones soportadas sobre columnas, incluyendo el reticular celulado, se deben formar capiteles o ampliaciones en la zona que rodea las columnas, las cuales deben tener, como mínimo, una dimensión del 15 por ciento de la luz en cada dirección.

C.13.1.3.3 - Si el sistema de losa se apoya sobre columnas, no se debe considerar para fines estructurales ninguna porción del capitel de una columna que esté por fuera del mayor cono circular recto o pirámide con vértice de 90º que pueda incluirse dentro de los límites del elemento de apoyo.

C.13.1.4 - LOSAS EN UNA Y EN DOS DIRECCIONES - Una losa se considera que trabaja en una dirección, cuando:

(a) cuando tiene dos bordes libres, sin apoyo vertical, y tiene vigas o muros, en los otros dos bordes opuestos aproximadamente paralelos,

(b) cuando el panel de losa tiene forma aproximadamente rectangular con apoyo vertical en sus cuatro lados, con una relación de la luz larga a la luz corta mayor que **2.0**, o

(c) cuando una losa nervada tiene sus nervios principalmente en una dirección.

C.13.1.5 - ESPESOR MINIMO - El espesor mínimo de las losas diseñadas según el Capítulo C.13 debe estar de acuerdo con los requisitos de C.9.5.

C.13.1.6 - METODOS DE ANALISIS - El análisis de los sistemas de losas puede realizarse por cualquiera de los métodos prescritos en el Capítulo C.8 y por los métodos indicados en el presente Capítulo. Cuando el método de

análisis es un método aproximado, no se permite la redistribución de momentos inelásticos de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.8 para sistemas de concreto reforzado y del Capítulo C.18 para sistemas de concreto preesforzado, a menos que se indique explícitamente lo contrario.

C.13.1.7 - SISTEMAS PREFABRICADOS - Se permite utilizar elementos prefabricados como parte de los sistemas de losas, cumpliendo los requisitos de los Capítulos C.16 y C.17.

C.13.1.8 - FORMALETAS PERMANENTES DE ACERO (STEEL DECKING) - Los sistemas de losas de concreto cuyo vaciado se realice sobre formaletas permanentes de acero (steel decking) se pueden diseñar siguiendo los requisitos del presente Capítulo, cuando el acero del sistema de formaleta no se toma como parte del acero de refuerzo. Para tener en cuenta el acero de las formaletas permanentes, el diseño se debe realizar siguiendo los requisitos para estructuras compuestas de acero y concreto del Título F.

C.13.1.9 - SISTEMAS DE LOSA COMO PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA - Cuando los sistemas de losa se utilicen como parte del sistema de resistencia sísmica, como es el caso de los diafragmas, su diseño debe realizarse cumpliendo los requisitos del presente Capítulo, los requisitos del Capítulo C.21 y los requisitos del Título A. El uso como sistema principal de resistencia sísmica de los sistemas losa-columna, tanto macizas como nervadas, en los cuales la losa cumple la función de viga debe cumplir los requisitos del Título A del Reglamento, con respecto a las zonas de amenaza sísmica donde se permite y las alturas máximas que pueden tener las edificaciones construidas utilizando este sistema. Para efectos del análisis de sistemas losa-columna ante cargas horizontales se deben utilizar los requisitos dados en el presente Capítulo.

C.13.1.10 - SISTEMA RETICULAR CELULADO - Los sistemas de reticular celulado, se consideran sistema losa-columna aligerados y deben ser diseñados siguiendo los requisitos del presente Capítulo. Sobre estos sistemas obran las mismas limitaciones respecto a su utilización como sistema principal de resistencia sísmica dadas en C.13.1.9.

C.13.2 - LOSAS CON NERVADURAS O ALIGERADAS

C.13.2.1 - DEFINICION - La construcción con nervaduras consiste en una combinación monolítica, o prefabricada, de nervios espaciados regularmente, en una o en dos direcciones, y de una loseta superior que actúa también en una o en dos direcciones de acuerdo con la acción de las viguetas. La loseta puede ser parcialmente prefabricada, pero como mínimo una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio.

C.13.2.2- LIMITACIONES DIMENSIONALES - Las losas con nervaduras deben cumplir las condiciones dimensionales dadas a continuación:

(a) Los nervios no deben tener menos de **100** mm de ancho en su parte superior, y su ancho promedio no puede ser menor de **80** mm. Su altura libre no debe ser mayor de **5** veces el espesor promedio del alma.

(b) La porción vaciada en sitio de la loseta superior debe tener al menos **45** mm de espesor, pero ésta no debe ser menor de **1/20** de la distancia libre entre los nervios. Cuando se utilicen bloques de aligeramiento permanentes de concreto o de arcilla cocida, o plaquetas prefabricadas, éstos elementos pueden considerarse como parte del recubrimiento de concreto que prescribe C.7.7 y la parte vaciada en sitio del espesor mínimo de la loseta superior puede reducirse a **40** mm. La loseta superior debe tener como mínimo el refuerzo de repartición y temperatura que prescribe el Capítulo C.7, y deben tenerse en cuenta los requerimiento propios para diafragmas sísmicos cuando la losa en general actúa como tal.

(c) Para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que **2.5** veces el espesor total de la losa, sin exceder **1.20** m. Para losas nervadas en dos direcciones, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no puede ser mayor que **3.5** veces el espesor total de la losa, sin exceder **1.50** m.

(d) Cuando se trate de losas en una dirección, deben colocarse viguetas transversales de repartición con una separación libre máxima de **10** veces el espesor total de la losa, sin exceder **4.0** m.

C.13.2.3 - SISTEMAS DE NERVADURAS COMO CONJUNTO DE VIGAS - Cuando se excede la separación máxima entre viguetas dada en el ordinal (c) de C.13.2.2, o cuando el mínimo número de nervaduras en la dirección bajo consideración dentro del panel es menor de **4**, las nervaduras deben considerarse como elementos aislados y su análisis y diseño no puede regirse por los procedimientos del presente Capítulo. La losa entre nervaduras en este

caso debe analizarse diseñarse como una losa en una o dos direcciones, según sea el caso, cumpliendo los requisitos correspondientes.

C.13.3 - ANALISIS APROXIMADO PARA LOSAS EN UNA DIRECCION

C.13.3.1 - GENERAL - Deben utilizarse los espesores mínimos indicados en el Capítulo C.9, a menos que se verifiquen las deflexiones a corto y largo plazo, como lo indica el mismo Capítulo.

C.13.3.2 - ANALISIS Y DISEÑO PARA CARGAS VERTICALES - Las losas que trabajan en una dirección, macizas o aligeradas, construidas monolíticamente con sus apoyos, pueden analizarse como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa y despreciando el ancho de las vigas y su efecto torsional. Cuando la rigidez torsional de la viga de apoyo extrema, o de los apoyos intermedios influye en la distribución de momentos de la vigueta, debe tomarse en cuenta este efecto. El análisis puede realizarse por cualquiera de los métodos prescritos en el Capítulo C.8, o bien utilizar los valores aproximados de C.13.3.2.3.

C.13.3.2.1 - *Nervios transversales* - En las losas aligeradas, los nervios o riostras transversales, dispuestas como lo indica el ordinal (d) de C.13.2.2, deben diseñarse, a flexión y a cortante, de tal manera que sean capaces de transportar la carga total (muerta más viva) del nervio a los dos nervios adyacentes.

C.13.3.2.2 - *Vigas paralelas a los nervios* - En el diseño de las vigas de la superestructura paralelas a los nervios, en losas aligeradas en una dirección; además de las cargas propias de su función, debe considerarse el efecto de la carga que pueden transportar los nervios o riostras transversales. Este efecto puede tenerse en cuenta considerando una carga aferente sobre la viga, equivalente al doble de la que lleva un nervio típico.

C.13.3.2.3 - *Análisis aproximado para carga vertical* - En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden utilizarse los siguientes momentos y cortantes aproximados en lugar de un método más exacto de análisis, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) Haya dos o más luces.
(b) Las luces sean aproximadamente iguales y la diferencia máxima entre dos luces adyacentes no sea más del **20** por ciento de la menor,
(c) Las cargas sean uniformemente repartidas,
(d) La carga viva unitaria no exceda de **3** veces la carga muerta unitaria, y
(e) Los elementos sean prismáticos.

- Momentos Positivos

Luces exteriores:

Apoyo exterior no restringido ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{11}$

Apoyo exterior construido integralmente con el elemento de soporte ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{14}$

Luces interiores: ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{16}$

- Momentos Negativos

Cara exterior del primer apoyo interior:

Dos luces ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{9}$

Más de dos luces ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{10}$

Apoyos interiores ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{11}$

Apoyos interiores de losas con luces menores de 3.50 m

o elementos que llegan a apoyos muy rígidos ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{12}$

Apoyo exterior de elementos construidos integralmente con sus apoyos:

Apoyados sobre una viga ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{24}$

Apoyados sobre una columna ..... $\frac{w_u \ell_n^2}{16}$

- Cortante

Luces finales cara del primer apoyo ..... $1.15\frac{w_u \ell_n}{2}$

Otros apoyos ..... $\frac{w_u \ell_n}{2}$

La luz que se utiliza en el cálculo de los momentos negativos debe ser el promedio de las luces adyacentes. Cuando se utilizan los coeficientes anteriores no se permite la redistribución de momentos indicada en el Capítulo C.8. Las demás fuerzas internas deben calcularse de acuerdo con los momentos anteriores.

C.13.3.3 - CONTRIBUCION DE LA VIGUETERIA A LA RIGIDEZ ANTE CARGA HORIZONTALES - Los nervios principales y los nervios transversales o riostras, de losas nervadas en una dirección, no pueden tenerse en cuenta para efectos de rigidez ante fuerzas horizontales del sistema de resistencia sísmica. El elemento, paralelo a la viguetería, que enlaza las columnas, debe cumplir los requisitos para vigas dados en el Capítulo C.21 y su rigidez puede tomarse en cuenta en el análisis ante cargas horizontales.

C.13.4 - DEFINICIONES Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES

C.13.4.1 - FRANJA DE COLUMNAS - La franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de columnas igual a $0.25\ell_2$ ó $0.25\ell_1$, el que sea menor. Las franjas de columnas incluyen las vigas, si las hay. Para losas nervadas, incluyendo el reticular celulado, la franja de columnas comprende las viguetas que llegan al capitel, una de las cuales, al menos, debe pasar por la columna. La suma de los anchos de las viguetas que llegan a capitel debe ser al menos igual a la suma de los anchos de las viguetas que no llegan a capitel y la suma de los anchos de los núcleos de las viguetas de capitel, medidos desde la parte externa de los estribos, debe ser mayor o igual a **200** mm.

C.13.4.2 - FRANJA CENTRAL - La franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columnas. Para losas nervadas, incluyendo el reticular celulado, la franja central comprende las viguetas que no llegan al capitel.

C.13.4.3 - PANEL - Un panel está limitado en todos sus lados por los ejes de las columnas, vigas o muros.

C.13.4.4 - VIGAS - Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas, la viga incluye aquella porción de losa que se extiende a cada lado de la viga una distancia igual al mayor de los salientes de la viga por encima o por debajo de la losa, pero no mayor de **4** veces el espesor de la losa.

C.13.4.5 - PROCEDIMIENTO DE ANALISIS Y DISEÑO - Un sistema de losa puede diseñarse por cualquier procedimiento que cumpla las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida considerando C.9.2 y C.9.3, y que cumpla todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

C.13.4.6 - SOLICITACIONES VERTICALES - Para cargas verticales, un sistema de losa, incluyendo las vigas entre apoyos (si las hay), y las columnas o muros de apoyo, pueden ser diseñados por el método directo de diseño (sección C.13.6), por el método del pórtico equivalente (sección C.13.7), por los métodos plásticos de análisis y diseño (sección C.13.8), o por el método para losas en dos direcciones apoyadas sobre muros o vigas rígidas (sección C.13.9), según sea apropiado, a juicio del Ingeniero Diseñador.

C.13.4.7 - SOLICITACIONES HORIZONTALES Y SISMICAS - El análisis para fuerzas horizontales, de sistemas losa-columna, en el cual la losa cumple la función de viga, debe hacerse considerando el efecto del agrietamiento y el

refuerzo en la rigidez y por uno de los métodos de análisis dados en el Título A, teniendo en cuenta los requisitos dados en la presente sección. En estos casos los resultados del análisis para cargas verticales pueden combinarse con los resultados del análisis para cargas horizontales.

C.13.4.7.1 - El uso de sistemas losa-columna como sistema principal de resistencia sísmica, está limitado en su uso en el Título A de este Reglamento.

C.13.4.7.2 - El cumplimiento de los requisitos de deriva, tal como los establece el Título A, debe documentarse adecuadamente, incluyendo explícitamente la determinación de las rigideces ante fuerzas horizontales.

C.13.4.7.3 - Para efectos de la rigidez ante fuerzas horizontales de sistemas losa-columna, en los cuales la losa cumple la función de viga, el máximo ancho de viga equivalente que puede utilizarse corresponde al ancho de la columna medido perpendicularmente a la dirección de aplicación de las fuerzas horizontales, c_1, más 1.5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna.

C.13.4.7.4 - Los sistemas losa-columna deben diseñarse cumpliendo los requisitos de C.21.8.

C.13.4.8 - MOMENTOS DE DISEÑO - La losa y las vigas entre apoyos (si las hay) se deben dimensionar para los momentos mayorados que rigen en cada sección.

C.13.4.9 - TRANSFERENCIA DE MOMENTO A LAS COLUMNAS - Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo, u otras fuerzas laterales producen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento desequilibrado debe transferirse por flexión de acuerdo con C.13.4.9.2 y C.13.4.9.3.

C.13.4.9.1 - La fracción del momento desequilibrado causado por cargas verticales, de viento, sismo u otra carga lateral que no se transfiera por flexión, debe transferirse por excentricidad de cortante de acuerdo con C.11.12.6.

C.13.4.9.2 - Una fracción del momento desequilibrado dada por $\gamma_f M_u$ donde

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad \textbf{(C.13-1)}$$

debe considerarse transferida por flexión sobre un ancho efectivo de losa entre líneas que estén por fuera de las caras opuestas de la columna o capitel una y media veces el espesor de la losa o del ábaco **(1.5h)**.

C.13.4.9.3 - Para la transferencia del momento desequilibrado alrededor de un eje paralelo al borde de un apoyo exterior, el valor de γ_f en la ecuación C.13-1 puede aumentarse hasta 1.0, siempre y cuando V_u en el apoyo de borde no exceda $0.75\phi V_c$ o en el apoyo de esquina $0.5\phi V_c$. Para momentos desbalanceados alrededor de un eje transversal al borde en apoyos exteriores, el valor de γ_f en la ecuación C.13-1 puede aumentarse hasta un 25 por ciento, siempre y cuando V_u en el apoyo de borde no exceda $0.4\phi V_c$. La cuantía de refuerzo, ρ, localizada dentro del ancho efectivo de losa definido en C.13.4.9.2, no debe exceder $0.375\rho_b$. No se permiten ajuste de γ_f en sistemas de losas preesforzadas.

C.13.4.9.4 - La concentración de refuerzo sobre la columna, por espaciamiento o por refuerzo adicional, puede utilizarse para resistir el momento sobre el ancho efectivo de losa definido en C.13.4.9.2.

C.13.4.9.5 - El diseño para la transferencia de carga de la losa a las columnas o muros que les den apoyo debe realizarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.11.

C.13.5 - REFUERZO DE LA LOSA

C.13.5.1 - El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losa en dos direcciones debe determinarse según los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida por C.7.12.

C.13.5.2 - El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe ser mayor de **2** veces el espesor de la losa, excepto las áreas que sean de construcción celular o nervada. La losa sobre las celdas de aligeramiento debe cumplir los requisitos para refuerzo de retracción y temperatura de C.7.12 y de C.13.2.

C.13.5.3 - El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe extenderse hasta el borde de la losa y tener allí un anclaje recto o con ganchos de por lo menos **150** mm en las vigas de borde, columnas o muros.

C.13.5.4 - El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe anclarse en las vigas de borde, columnas o muros de manera que se obtenga la longitud de desarrollo en la cara del apoyo, según lo estipulado en el Capítulo C.12.

C.13.5.5 - Donde la losa no se apoye en una viga de borde o muro o en un borde discontinuo, o donde la losa quede en voladizo más allá del apoyo, el refuerzo puede anclarse dentro la losa.

C.13.5.6 - REFUERZO ADICIONAL EN LAS ESQUINAS EXTERIORES - En losas macizas con vigas entre apoyos cuyo valor de α sea mayor que **1.0**, debe proporcionarse refuerzo especial, superior e inferior, en las esquinas exteriores de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) El refuerzo especial tanto en la parte superior como en la inferior debe ser suficiente para resistir un momento igual al máximo momento positivo de la losa (por unidad de ancho).
(b) Se supone que el momento actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal desde la esquina en la parte superior de la losa y perpendicular a esa diagonal en la parte inferior.
(c) El refuerzo especial debe colocarse a una distancia igual a **1/5** de la luz mayor, en ambas direcciones, a partir de la esquina.
(d) El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente el refuerzo especial puede colocarse en dos capas paralelas a los lados de la losa que se localizan en la parte superior o en la parte inferior de la losa.

C.13.5.7 - DETALLES DEL REFUERZO EN LOSAS CON ABACOS - Donde se utilicen sobrespesores o ábacos para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre la columna de una losa, el tamaño del sobreespesor debe estar de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) El sobreespesor debe extenderse en cada dirección a partir del eje del apoyo a una distancia no menor de **1/6** de la luz, medida centro a centro de apoyos en dicha dirección.

(b) El saliente del sobreespesor debajo de la losa debe tener al menos, **1/4** del espesor de la losa por fuera del sobreespesor.

(c) Al calcular el refuerzo que requiere la losa, no debe suponerse que el sobreespesor por debajo de ésta sea mayor de **1/4** de la distancia desde el borde de la columna o capitel.

C.13.5.8 - DETALLES DEL REFUERZO EN LOSAS SIN VIGAS - Además de los demás requisitos de C.13.5, el refuerzo en losas sin vigas debe tener los puntos de doblamiento y extensiones indicadas en la figura C.13-1.

C.13.5.8.1 - Donde las luces adyacentes sean desiguales, la extensión del refuerzo negativo más allá de la cara del apoyo según se indica la figura C.13-1, debe basarse en los requisitos para la luz mayor.

C.13.5.8.2 - Las barras dobladas pueden utilizarse sólo cuando la relación espesor-luz permita usar dobleces de 45º o menos.

C.13.5.8.3 - Para losas en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral o para las losas que resistan cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por análisis, pero no pueden ser menores que las prescritas en la figura C.13-1.

C.13.5.8.4 - Todas las barras inferiores localizadas dentro de la franja de columnas, en las dos direcciones, deben ser continuas o empalmarse por traslapo con empalmes Tipo A. Por lo menos dos de las barras inferiores de la franja de columnas, en cada dirección, deben ser continuas, o deben empalmarse en el apoyo con un empalme Tipo A, o se deben anclar allí. Las barras deben pasar a través de la columna dentro de la zona del núcleo de ésta.

C.13.5.8.5 - En losas con cabezas de cortante (shear heads) o construidas por el sistema de losa izada (lift slab), deben colocarse por lo menos dos barras de refuerzo adherido en cada dirección, las cuales deben pasar a través de la cabeza de cortante o del collar de izaje, tan cerca a la columna como sea posible. Estas barras deben ser continuas, o empalmarse por traslapo, con un empalme tipo A. En las columnas exteriores, el refuerzo debe anclarse en la cabeza de cortante o en el collar de izaje.

C.13.5.9 - ABERTURAS EN SISTEMAS DE LOSA - Pueden disponerse aberturas de cualquier tamaño en el sistema de losa, si se demuestra por análisis que la resistencia proporcionada es, por lo menos, la requerida en C.9.2 y C.9.3 y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones. En lugar del análisis especial anterior, pueden disponerse aberturas en sistemas de losa sin vigas sólo cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) En el área común de la intersección de las franjas centrales pueden localizarse aberturas de cualquier tamaño, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerida para losa sin abertura.

(b) En el área común de la intersección de las franjas de columna no se puede interrumpir el refuerzo con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna en cualquiera de las luces. Una cantidad de refuerzo equivalente al refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(c) En el área común a una franja de columna y una franja central, no se puede interrumpir más de $1/4$ del refuerzo por efectos de la abertura en cada franja. El equivalente del refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(d) Que se cumplan los requisitos de corte de C.11.12.5.

C.13.6 - METODO DIRECTO DE DISEÑO

C.13.6.1 - LIMITACIONES - Los sistemas de losas dentro de las siguientes limitaciones pueden diseñarse por el Método Directo de Diseño.

(a) En cada dirección debe haber un mínimo de tres luces continuas.

(b) Los paneles deben ser rectangulares con una relación de la luz más larga a la más corta dentro de cada panel no mayor de 2.

(c) Las longitudes de las luces sucesivas, en cada dirección, no pueden diferir en más de $1/3$ de la luz más larga.

(d) Las columnas pueden desalinearse un máximo del 10% de la luz (en la dirección del desalineamiento) de cualquier eje entre columnas sucesivas.

(e) Las cargas deben ser únicamente verticales, causadas por los efectos de la gravedad y estar uniformemente distribuidas sobre un panel completo. La carga viva no debe exceder de 2 veces la carga muerta.

(f) Para un panel con vigas entre apoyos por todos los lados, la rigidez relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares

$$\frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_2 \ell_1^2} \qquad \textbf{(C.13-2)}$$

no debe ser menor de 0.2 ni mayor de 5.0.

(g) La redistribución de momentos, tal como lo permite el Capítulo C.8, no debe aplicarse a los sistemas de losa diseñados por el Método Directo de Diseño. Véase C.13.6.7.

(h) Pueden considerarse aceptables variaciones a las limitaciones de C.13.6.1 si se demuestra por el análisis que se satisfacen los requisitos de C.13.4.5.

C.13.6.2 - MOMENTO ESTATICO MAYORADO TOTAL PARA UNA LUZ - El momento estático mayorado total para una luz debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje del panel a cada lado del eje de los apoyos.

C.13.6.2.1 - La suma de los valores absolutos del momento positivo y del promedio de los momentos negativos mayorados en cada dirección no debe ser menor que

$$\mathbf{M_0 = \frac{w_u \ell_2 \ell_n^2}{8}} \qquad \textbf{(C.13-3)}$$

C.13.6.2.2 - Cuando varíe la luz transversal de los paneles a cualquier lado del eje de apoyos, ℓ_2 en la ecuación C.13-3 debe tenerse como el promedio de las luces transversales adyacentes.

C.13.6.2.3 - Cuando se considere la luz adyacente y paralela a un borde, la distancia del borde al eje del panel debe sustituirse por ℓ_2 en la ecuación C.13-3.

C.13.6.2.4 - La luz libre ℓ_n debe extenderse de cara a cara de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de ℓ_n utilizado en la ecuación C.13-3 no debe ser menor que $\mathbf{0.65\ell_1}$. Los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados de la misma área.

C.13.6.3 - MOMENTOS MAYORADOS NEGATIVOS Y POSITIVOS - Los momentos mayorados negativos deben localizarse en la cara de los apoyos rectangulares. Los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados de la misma área.

C.13.6.3.1 - En una luz interior, el momento estático total $\mathbf{M_0}$ debe distribuirse como sigue:

Momento mayorado negativo **0.65**

Momento mayorado positivo **0.35**

C.13.6.3.2 - En una luz extrema, el momento estático total $\mathbf{M_o}$ debe distribuirse según la tabla C.13-1.

TABLA C.13-1
DISTRIBUCION DEL MOMENTO ESTATICO

	Borde exterior sin restricción	Losa sin vigas entre cualquier apoyo	Losa sin vigas entre apoyos interiores		Borde exterior con restricción total
			sin viga de borde *	con viga de borde	
Momento mayorado negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento mayorado positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento mayorado negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

* Véase C.13.6.3.5

C.13.6.3.3 - Las secciones de momento negativo en luces que concurren a un apoyo común deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos mayorados negativos interiores determinados, a no ser que se haga un análisis para distribuir el momento desequilibrado de acuerdo con las rigideces de los elementos adyacentes.

C.13.6.3.4 - Las vigas de borde o los bordes de losa deben dimensionarse para resistir a torsión, su parte del momento mayorado negativo exterior.

C.13.6.3.5 - El momento causado por cargas de gravedad que debe transferirse entre la losa y la columna de borde, de acuerdo con lo requerido en C.13.4.9.1, debe ser $\mathbf{0.3M_o}$.

C.13.6.4 - MOMENTOS MAYORADOS EN FRANJAS DE COLUMNA - Las franjas de columna deben dimensionarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados negativos interiores que se muestran en la tabla C.13-2.

TABLA C.13-2
MOMENTOS MAYORADOS NEGATIVOS INTERIORES EN PORCENTAJE

ℓ_2/ℓ_1	**0.5**	**1.0**	**2.0**
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) \geq 1$	90	75	45

Puede interpolarse linealmente entre los valores dados.

C.13.6.4.1 - Las franjas de columna deben dimensionarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados negativos exteriores que se muestran en la tabla C.13-3.

TABLA C.13-3
MOMENTOS MAYORADOS NEGATIVOS EXTERIORES EN PORCENTAJE

ℓ_2/ℓ_1		**0.5**	**1.0**	**2.0**
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) = 0$	**$\beta_t = 0$**	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) \geq 1$	**$\beta_t = 0$**	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Puede interpolarse linealmente entre los valores dados.

C.13.6.4.2 - Donde los apoyos consistan de columnas o muros que se extiendan una distancia igual o mayor que **3/4** de la longitud de la luz ℓ_2 utilizada para calcular $\mathbf{M_0}$, los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a través de ℓ_2.

C.13.6.4.3 - Las franjas de columna deben diseñarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados positivos que se muestran en la tabla C.13-4.

TABLA C.13-4
MOMENTOS MAYORADOS POSITIVOS EN PORCENTAJE

ℓ_2/ℓ_1	**0.5**	**1.0**	**2.0**
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) = 0$	60	60	60
$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1) \geq 1$	90	75	45

C.13.6.4.4 - Para losas con vigas entre apoyos, la porción de losa de las franjas de columna debe dimensionarse para resistir aquella parte de los momentos de la franja de columna no resistida por las vigas.

C.13.6.5 - MOMENTOS MAYORADOS EN VIGAS - Las vigas entre apoyos deben dimensionarse para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si **$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1)$** es igual o mayor de 1.0

C.13.6.5.1 - Para valores de **$(\alpha_1\ \ell_2/\ell_1)$** entre **1.0** y cero, la proporción de los momentos de la franja de la columna resistida por las vigas se obtiene por interpolación lineal entre 85% y 0%.

C.13.6.5.2 - Además de los momentos calculados de acuerdo con la presente sección, las vigas deben dimensionarse para resistir los momentos causados por las cargas aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso de la porción de la viga que no está embebida en la losa.

C.13.6.6 - MOMENTOS MAYORADOS EN FRANJAS CENTRALES - Aquella porción de los momentos mayorados negativos y positivos no resistida por las franjas de columna debe asignarse proporcionalmente a las medias franjas centrales correspondientes.

C.13.6.6.1 - Cada franja central debe dimensionarse para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos medias franjas centrales.

C.13.6.6.2 - Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro debe dimensionarse para resistir el doble del momento asignado a la media franja central correspondiente a la primera fila de apoyos interiores.

C.13.6.7 - MODIFICACION DE LOS MOMENTOS MAYORADOS - Los momentos mayorados negativos y positivos pueden modificarse en un 10% siempre y cuando el momento estático total para un panel en la dirección considerada no sea menor que el requerido por la ecuación C.13-3.

C.13.6.8 - CORTANTE MAYORADO EN SISTEMAS DE LOSA CON VIGAS - Las vigas donde $\alpha_1\ \ell_2/\ell_1$ es igual o mayor de 1.0, deben dimensionarse para resistir la fuerza cortante causada por las cargas mayoradas sobre las áreas tributarias limitadas por líneas trazadas a 45º desde las esquinas de los paneles y los ejes de los paneles adyacentes paralelos a los lados largos.

C.13.6.8.1 - Las vigas con $\alpha_1\ \ell_2/\ell_1$ menor de 1.0 deben dimensionarse para resistir la fuerza cortante obtenida por interpolación lineal, suponiendo que las vigas con $\alpha = 0$ no soportan carga.

C.13.6.8.2 - Además de las fuerzas cortantes calculadas de acuerdo con los requisitos de la presente sección, las vigas deben dimensionarse para resistir las cortantes causadas por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas.

C.13.6.8.3 - La resistencia a cortante de una losa puede calcularse bajo la suposición de que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con los requisitos de la presente sección. Debe proporcionarse resistencia a la fuerza cortante total que ocurre en un panel.

C.13.6.8.4 - La resistencia a cortante debe cumplir los requisitos del Capítulo C.11.

C.13.6.9 - MOMENTOS MAYORADOS EN COLUMNAS Y MUROS - Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losa deben resistir los momentos causados por las cargas mayoradas sobre el sistema de losa. - En un apoyo interior, los elementos de apoyo localizados por encima y por debajo de la losa deben resistir el momento especificado por la ecuación C.13-4 en proporción directa a sus rigideces, a no ser que se realice un análisis general.

$$\mathbf{M = 0.07\left[\left(w_d + 0.5w_\ell\right)\ell_2\ell_n^2 - w_d'\ell_2'\left(\ell_n'\right)^2\right]} \qquad \textbf{(C.13-4)}$$

donde w_d', ℓ_2', y ℓ_n' se refieren a la luz más corta.

C.13.7 - METODO DEL PORTICO EQUIVALENTE

C.13.7.1 - El diseño de sistemas de losa por el Método de Pórtico Equivalente se basa en las suposiciones dadas en C.13.7.2 a C.13.7.6. Todas las secciones de la losa y de los elementos que le dan apoyo debe dimensionarse para los momentos y cortantes así obtenidos.

C.13.7.1.1 - Donde se utilicen elementos metálicos de capitel para columnas, pueden tenerse en cuenta su contribución a la rigidez y a la resistencia de momento y cortante.

C.13.7.1.2 - Pueden despreciarse los cambios en la longitud de las columnas y de las losas debidos a los esfuerzos axiales, y las deformaciones debidas a los esfuerzos cortantes.

C.13.7.2 - PORTICO EQUIVALENTE - El Método del Pórtico Equivalente se basa en los siguientes principios:

(a) La estructura debe considerarse constituida por pórticos equivalentes tomados longitudinal y transversalmente a través del edificio sobre las líneas de columnas.

(b) Cada pórtico consiste en una fila de columnas o apoyos equivalentes y franjas de losa-viga limitadas lateralmente por línea central de la losa a cada lado del eje de columnas o apoyos.

(c) Las columnas o apoyos deben suponerse adheridos a las franjas de losa o viga (C.13.7.5) por medio de un elemento torsional transversal a la dirección de la luz para la cual se están calculando los momentos y que se extienden hasta la línea media de los paneles localizados a cada lado de la columna.

(d) Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde están limitados por dicho borde y por la línea central de la losa adyacente.

(e) El pórtico equivalente debe analizarse en su totalidad. Alternativamente pueden realizarse análisis independientes, solamente para cargas de gravedad, aislando cada piso de los adyacentes, superior e inferior, y considerando empotrados los extremos lejanos de las columnas.

(f) Cuando se analicen las vigas-losa separadamente para determinar el momento en un apoyo dado, puede suponerse que la viga-losa está empotrada en cualquier apoyo distante dos paneles de allí, siempre que la losa continúe más allá de ese punto.

C.13.7.3 - VIGAS-LOSA - El momento de inercia de las vigas-losas en cualquier sección transversal fuera de los nudos o capiteles de columna, puede basarse en el área bruta de concreto.

C.13.7.3.1 - Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo del eje de las vigas-losa.

C.13.7.3.2 - El momento de inercia de las vigas-losa desde el centro de columna hasta la cara de la columna, ménsula o capitel se supone igual a su momento de inercia en la cara de la columna, ménsula o capitel dividido por la cantidad $(1-c_2/\ell_2)^2$ donde c_2 y ℓ_2 se miden transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

C.13.7.4 - COLUMNAS - El momento de inercia de las columnas en cualquier sección localizada fuera de los nudos o capiteles puede determinarse de la sección bruta de concreto.

C.13.7.4.1 - Deben tenerse en cuenta las variaciones del momento de inercia a lo largo del eje de la columna.

C.13.7.4.2 - El momento de inercia de la columna dentro de la viga-losa puede suponerse infinito.

C.13.7.5 - ELEMENTOS A TORSION - Debe suponerse que los elementos a torsión adheridos, literal (c) de C.13.7.2, tienen una sección transversal constante en toda su longitud, consistente en la mayor de:

(a) Una porción de losa con ancho igual al de la columna, ménsula o capitel en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

(b) Para construcción monolítica o totalmente compuesta, la porción de losa especificada en (a) más la porción de la viga transversal por encima y por debajo de la losa;

(c) La viga transversal tal como se define en C.13.4.4.

En el caso de que lleguen vigas a las columnas en las direcciones de la luz para la cual se determinan los momentos, la rigidez torsional debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia de la losa con dicha viga y el momento de inercia de la losa sin la viga.

C.13.7.6 - DISTRIBUCION DE LA CARGA VIVA - Cuando se conozca la distribución de cargas, el pórtico equivalente debe analizarse para esas cargas.

C.13.7.6.1 - Cuando la carga viva sea variable pero no exceda de los 3/4 de la carga muerta, o la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paneles estén cargados simultáneamente, puede suponerse que los momentos mayorados máximos ocurren en todas las secciones con carga viva mayorada aplicada en todo el sistema de losa.

C.13.7.6.2 - Para condiciones de carga diferentes a las definidas en C.13.7.6.1 puede suponerse que el máximo momento mayorado positivo cerca al centro de un panel ocurre con los 3/4 de la carga viva mayorada sobre ese panel y sobre los paneles alternos; y además que el máximo momento mayorado negativo sobre un apoyo ocurre con los 3/4 de la carga viva mayorada sobre los paneles adyacentes solamente.

C.13.7.6.3 - Los momentos mayorados no deben tenerse menores de los que ocurren con la carga viva mayorada total en todos los paneles.

C.13.7.7 - MOMENTOS MAYORADOS - En los apoyos interiores la sección crítica para momento mayorado negativo (tanto en las franjas de columna como en la franja central) debe tomarse a $\mathbf{d/2}$ de la cara de los apoyos rectilíneos, siendo $\mathbf{d}$ la altura útil de la losa en el apoyo, pero a no más de $\mathbf{0.175}\ell_1$ medido desde el centro de la columna.

C.13.7.7.1 - En los apoyos exteriores provistos de ménsulas o capiteles, la sección crítica para momento mayorado negativo en la luz perpendicular a un borde debe tenerse en una distancia de la cara del elemento de apoyo no mayor de la mitad del saliente de la ménsula o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo, ni mayor de $\mathbf{d/2}$, siendo $\mathbf{d}$ la altura útil de la losa en el apoyo.

C.13.7.7.2 - Para la localización de la sección crítica para momento negativo, los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados con la misma área.

C.13.7.7.3 - En un sistema de losas que cumpla las limitaciones de C.13.6.1, cuando se analiza por el Método del Pórtico Equivalente pueden obtenerse momentos calculados reducidos en tal proporción, que la suma absoluta del momento positivo y el promedio de los negativos utilizados en el diseño, no exceda el valor obtenido en la ecuación C.13-3.

C.13.7.7.4 - Los momentos en las secciones críticas a través de la franja de viga-losa de cada pórtico pueden distribuirse a franjas de columnas, vigas y franjas centrales tal como se estipula en C.13.6.4, C.13.6.5 y C.13.6.6, si se cumplen los requisitos de C.13.6.1.6.

C.13.7.7.5 - Los momentos determinados para las columnas equivalentes en el análisis del pórtico deben utilizarse en el diseño de las columnas reales por encima y por debajo de las vigas-losas.

C.13.8 - METODOS PLASTICOS DE ANALISIS Y DISEÑO

C.13.8.1 - Se pueden utilizar métodos plásticos de análisis y diseño de losas en una o dos direcciones. Se reconocen como apropiados el métodos de las líneas de fluencia (método cinemático de frontera superior), y el método de las franjas (método estático de frontera inferior). Deben tenerse en cuenta las restricciones que se dan en el Capítulo C.8, respecto a la capacidad de rotación de las secciones. y las cuantías máximas de refuerzo longitudinal que es posible emplear. Se permite el uso del método de las líneas de fluencia, o de las franjas en el diseño sólo cuando la cuantía de refuerzo para flexión se limita a un valor máximo de $\mathbf{0.5}\rho_b$, donde ρ_b se calcula por medio de la ecuación C.8.5.

C.13.8.2 - Al escoger la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en un panel, debe tenerse en cuenta que el panel adyacente sea capaz de resistir el momento negativo así fijado y, además, que los momentos negativos sobre un mismo apoyo provenientes de dos paneles adyacentes sean iguales, a menos que se apliquen los requisitos de C.13.8.3..

C.13.8.3 - MOMENTOS NEGATIVOS - Si los momentos negativos sobre un mismo apoyo, calculados de dos paneles adyacentes, resultan diferentes, debe modificarse la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en uno o ambos paneles de tal manera que se logre la igualdad deseada o se pueda absorber la diferencia por torsión del apoyo, de ser ello posible. Cuando la diferencia entre los momentos negativos calculados sobre un mismo apoyo de dos paneles adyacentes sea inferior al 25%, puede tenerse como momento negativo de diseño el promedio de los dos calculados, ajustando correspondientemente los momentos positivos de las dos luces adyacentes en el sentido de la corrección solamente.

C.13.8.4 - Los apoyos deben dimensionarse para la magnitud y forma de las cargas delimitadas por la porción definida de las líneas de fluencia.

C.13.8.5 - Cuando el análisis de la losa se haga por medio del método de líneas de fluencia, todo el refuerzo positivo debe llegar a los apoyos, a menos que el recorte de parte de la armadura haya sido tenido en cuenta en el análisis respectivo.

C.13.9 - LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE MUROS O VIGAS RIGIDAS

C.13.9.1- ALCANCE - El procedimiento de la presente sección solo es aplicable a losas cuyos paneles están apoyados en sus cuatro bordes sobre muros o sobre vigas rígidas ante deflexiones verticales. Una viga se considera rígida ante deflexiones verticales, para efectos de la aplicación del presente método, cuando el parámetro α es mayor o igual a $\mathbf{0.50}$, o en losas macizas cuando la altura de la viga es mayor o igual a tres veces el espesor de la losa.

Cuando se trate de losas nervadas, el mínimo número de nervaduras en cada dirección debe ser mayor o igual a seis, para poder aplicar el método de esta sección.

C.13.9.2- FRANJAS - Los paneles de losa se dividen, en cada dirección, en franjas de columnas y franjas centrales de acuerdo con lo indicado en C.13.4.1. y C.13.4.2 respectivamente.

C.13.9.3- PANELES QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCION - En la aplicación del método de la presente sección, cuando el parámetro $\mathbf{m}$ de un panel es menor de $\mathbf{0.5}$, la losa se puede considerar como una losa en una dirección y puede diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.13.3, excepto que el refuerzo negativo paralelo a la luz larga debe ser el correspondiente a un panel con $\mathbf{m = 0.5}$.

C.13.9.4- CONDICIONES DE BORDE - En la aplicación del método se consideran dos condiciones de borde para efectos de la rigidez a flexión de la losa en el apoyo de borde:

(a) cuando la viga de apoyo en el borde es suficientemente rígida a torsión, el apoyo puede considerarse equivalente a un apoyo central continuo, y

(b) cuando la viga de apoyo en el borde tiene una rigidez torsional despreciable, debe considerarse que la losa tiene un apoyo no continuo. En este último caso el momento negativo de diseño de la losa en el borde debe ser igual a un tercio del momento positivo de diseño.

C.13.9.5- SECCIONES CRITICAS PARA MOMENTO - Las secciones críticas para momento, en cualquiera de las dos direcciones, son las siguientes:

(a) para momentos negativos los bordes de los paneles en las caras de los apoyos, y

(b) para momento positivo los centros de los paneles.

C.13.9.6- MOMENTOS DE DISEÑO EN LA FRANJA CENTRAL - Los momentos de diseño en la franja central deben calcularse utilizando las tablas C.13-5 a C.13-7, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\mathbf{M_a = C_{a,j}\, w_j\, \ell_a^2} \qquad \textbf{(C.13-5)}$$

$$\mathbf{M_b = C_{b,j}\, w_j\, \ell_b^2} \qquad \textbf{(C.13-6)}$$

donde $\mathbf{w_j}$ corresponde a $\mathbf{w_\ell}$, $\mathbf{w_d}$ o $\mathbf{w_u}$, según se indica en cada una de las tablas.

C.13.9.7- MOMENTOS DE DISEÑO EN LA FRANJA DE COLUMNAS - Los momentos de diseño en la franja de columnas debe reducirse gradualmente de su valor total $\mathbf{M_a}$ o $\mathbf{M_b}$ en el límite de la franja central a 1/3 de estos valores en el borde del panel.

C.13.9.8 - MOMENTOS NEGATIVOS EN EL APOYO COMUN DE PANELES DE DIFERENTE TAMAÑO - Cuando el momento negativo en un lado del apoyo sea menos del 80% del correspondiente al otro lado del apoyo, la diferencia debe distribuirse en proporción a la rigidez relativa de las losas.

C.13.9.9 - ESFUERZOS CORTANTES EN LA LOSA - Los esfuerzos cortantes en la losa deben calcularse bajo la suposición de que la carga en el panel se distribuye a los apoyos en la proporción indicada en la tabla C.13-8.

C.13.9.10 - VIGAS DE APOYO - Las cargas sobre las vigas de apoyo del panel rectangular en dos direcciones se calculan utilizando las proporciones de carga, para cada una de las direcciones, indicadas en la tabla C.13-8. Estas cargas pueden considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre toda la longitud de la viga. En ningún caso la carga sobre la viga que salva la luz corta puede ser menor que la carga aferente de una área de la losa contenida por la viga y dos líneas trazadas a 45º a partir de las esquinas del panel, y la carga equivalente uniformemente repartida sobre la viga debe ser $\mathbf{w\ell_a/3}$.

TABLA C.13-5
COEFICIENTES PARA MOMENTO NEGATIVO EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-5 y C.13-6 se utiliza $w_j = w_u$)

Relación $m = \frac{\ell_a}{\ell_b}$		Caso 1 (ℓ_b, ℓ_a)	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{a,neg}$		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{a,neg}$		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{a,neg}$		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{a,neg}$		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{a,neg}$		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{a,neg}$		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{a,neg}$		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	$C_{a,neg}$		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{a,neg}$		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{a,neg}$		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Nota: Un borde achurado indica que la losa continua a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13-6
COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA MUERTA EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-5 y C.13-6 se utiliza $w_j = w_d$)

Relación $m = \frac{\ell_a}{\ell_b}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,pos\ D}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,pos\ D}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,pos\ D}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,pos\ D}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,pos\ D}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,pos\ D}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,pos\ D}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,pos\ D}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,pos\ D}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,pos\ D}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,pos\ D}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,pos\ D}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,pos\ D}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,pos\ D}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,pos\ D}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,pos\ D}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,pos\ D}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,pos\ D}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,pos\ D}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,pos\ D}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,pos\ D}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,pos\ D}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Nota: Un borde achurado indica que la losa continua a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13-7
COEFICIENTES PARA MOMENTO POSITIVO DE CARGA VIVA EN LA LOSA
(En las ecuaciones C.13-5 y C.13-6 se utiliza $w_j = w_\ell$)

Relación $m = \frac{\ell_a}{\ell_b}$		Caso 1 ℓ_b, ℓ_a	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,pos\ L}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,pos\ L}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,pos\ L}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,pos\ L}$	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,pos\ L}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,pos\ L}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,pos\ L}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,pos\ L}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,pos\ L}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,pos\ L}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,pos\ L}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,pos\ L}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,pos\ L}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,pos\ L}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,pos\ L}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,pos\ L}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,pos\ L}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,pos\ L}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,pos\ L}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,pos\ L}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,pos\ L}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,pos\ L}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Nota: Un borde achurado indica que la losa continua a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

TABLA C.13-8
RELACION DE LA CARGA w EN LAS DIRECCIONES ℓ_a y ℓ_b PARA DETERMINAR EL CORTANTE DE LA LOSA EN EL APOYO Y LA CARGA EN LOS APOYOS

Relación $m = \frac{\ell_a}{\ell_b}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
		ℓ_b / ℓ_a								
1.00	w_a	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	w_b	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	w_a	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	w_b	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	w_a	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	w_b	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	w_a	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	w_b	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	w_a	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	w_b	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	w_a	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	w_b	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	w_a	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	w_b	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	w_a	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	w_b	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	w_a	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	w_b	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	w_a	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	w_b	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	w_a	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	w_b	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Nota: Un borde achurado indica que la losa continua a través, o esta restringida a momento por la rigidez, del apoyo. Un borde sin achurar indica que hay apoyo vertical, pero que este apoyo da una restricción a momento despreciable.

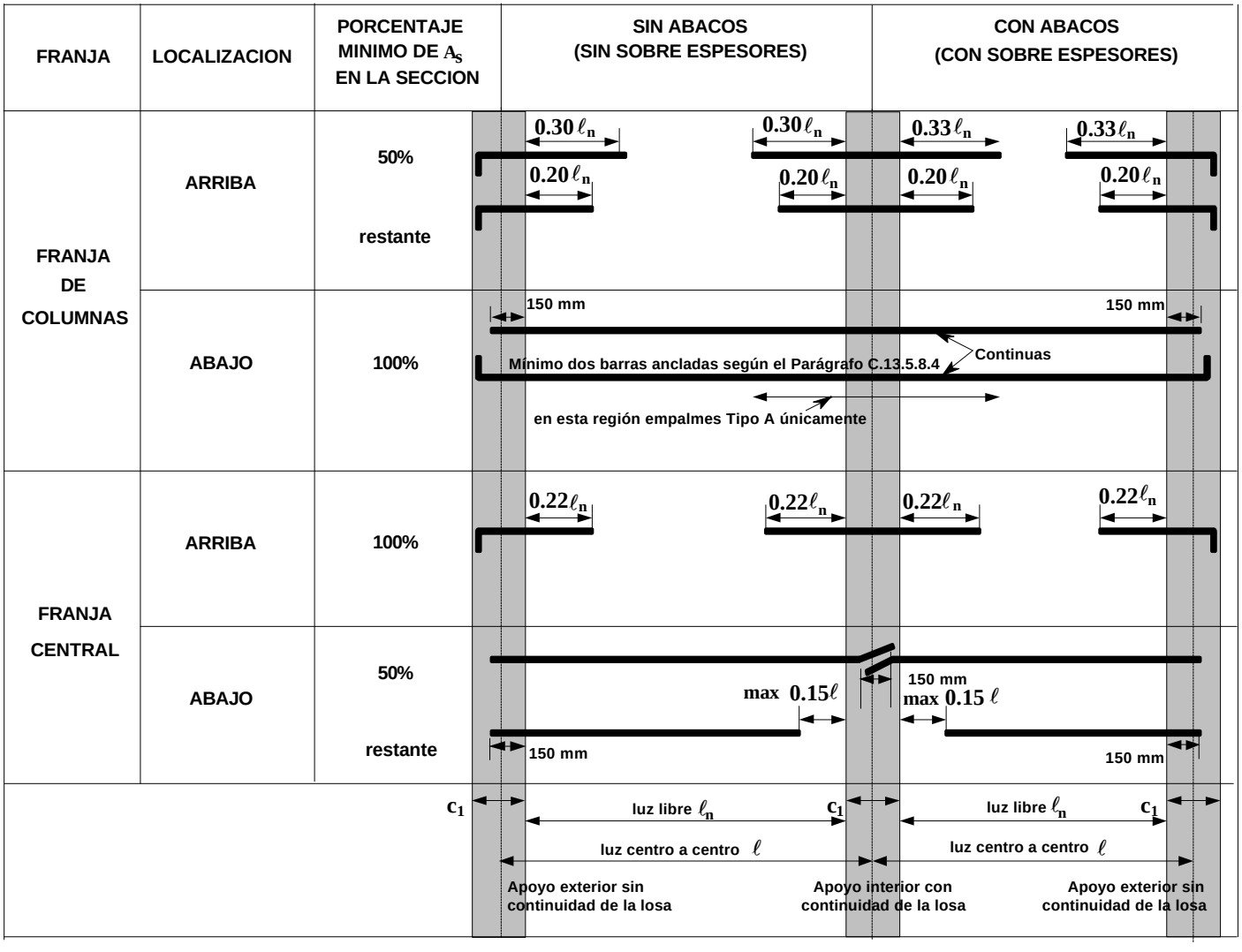


FIGURA C.13-1 - EXTENSIONES MINIMAS DEL REFUERZO EN LOSAS SIN VIGAS

CAPITULO C.14
MUROS

C.14.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, expresada en mm².
$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero, expresada en MPa.
$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresado en mm.
$\mathbf{k}$ = coeficiente de longitud efectiva.
ℓ_c = distancia vertical entre apoyos, expresada en mm.
$\mathbf{P_{nw}}$ = resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado según C.14.2.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.(véase C.9.3).

C.14.1 - ALCANCE

C.14.1.1 - Las disposiciones del Capítulo C.14 cubren el diseño de muros sometidos a carga axial con o sin flexión.

C.14.1.2 - Los muros de contención en voladizo deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.10 y con las cuantías de refuerzo horizontal mínimo que da C.14.3.3.

C.14.2 - GENERAL

C.14.2.1 - Los muros deben diseñarse para las cargas excéntricas y cualquier fuerza lateral u otra carga que los afecten.

C.14.2.2 - Los muros sometidos a fuerzas axiales deben diseñarse de acuerdo con C.14.2 y C.14.3; y C.14.4 ó C.14.5.

C.14.2.3 - El diseño para cortante debe hacerse de acuerdo con C.11.10.

C.14.2.4 - A menos que se realice un análisis detallado, la longitud horizontal de muro que se considera efectiva para cada fuerza concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre fuerzas ni el ancho de contacto mas cuatro veces el espesor del muro.

C.14.2.5 - Los elementos a compresión construidos integralmente con el muro deben cumplir los requisitos de C.10.8.2.

C.14.2.6 - Los muros deben amarrarse a los elementos que los intersectan tales como entrepisos, cubiertas, columnas, pilastras, contrafuertes, otros muros que los intersectan y zapatas.

C.14.2.7 - Las cuantías de refuerzo y los límites que se den para los espesores en C.14.3, C.14.5, y C.14.6 pueden ser dispensados en aquellos casos en que el análisis estructural demuestre resistencia y estabilidad adecuados.

C.14.2.8 - La transferencia de las fuerzas a la zapata en la base del muro debe hacerse de acuerdo con C.15.8.

C.14.3 - REFUERZO MINIMO

C.14.3.1 - El refuerzo mínimo, tanto horizontal como vertical debe ser el que fijan C.14.3.2 y C.14.3.3 a menos que se requiera una cantidad mayor por razones de cortante como lo prescriben C.11.10.8 y C.11.10.9.

C.14.3.2 - Las cuantías mínimas para refuerzo vertical, calculadas sobre el área bruta del muro son:

(a) **0.0012** para barras corrugadas con diámetro menor o igual al de la barra Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm), con $\mathbf{f_y}$ mayor o igual a 420 MPa.
(b) **0.0015** para otras barras corrugadas, o
(c) **0.0012** para malla electrosoldada de alambre liso o corrugado, con alambres de diámetro menor de 16 mm.

C.14.3.3 - Las cuantías mínimas para refuerzo horizontal, calculadas sobre el área bruta del muro son:
(a) **0.0020** para barras corrugadas con diámetro menor o igual al de la barra Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm), con $\mathbf{f_y}$ mayor o igual a 420 MPa, o
(b) **0.0025** para las otras barras corrugadas, o
(c) **0.0020** para malla electrosoldada de alambre liso o corrugado, con alambres de diámetro menor de 16 mm.

C.14.3.4 - Los muros con espesores de 250 mm o mas, con la excepción de muros de sótanos, deben tener su armadura en cada dirección dispuesta en dos cortinas paralelas a las caras del muro y de acuerdo con lo siguiente:
(a) Debe colocarse una cortina consistente en mas del 50% y menos del 66% del refuerzo total requerido en cada dirección a menos de 50 mm, pero no más de un 1/3 del espesor del muro, de la cara externa del muro.
(b) La otra cortina con el resto del refuerzo en cada dirección debe colocarse a mas de 20 mm, pero no menos de 1/3 del espesor del muro, de la cara interior del muro.

C.14.3.5 - El refuerzo horizontal y vertical no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro ni a más de 500 mm.

C.14.3.6 - No hay necesidad de rodear el refuerzo vertical con estribos transversales que cumplan C.7.10 si la cuantía de refuerzo vertical es menos de 0.01, o donde el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo a compresión.

C.14.3.7 - Además del refuerzo mínimo requerido por C.14.3.1, deben colocarse al menos dos barras Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm) alrededor de los huecos para ventanas y puertas, en dirección paralela a los lados del hueco, o en forma diagonal. Esas barras deben extenderse mas allá de la esquina hasta ser capaces de desarrollar el esfuerzo de fluencia $\mathbf{f_y}$, pero al menos 600 mm.

C.14.4 - DISEÑO DE LOS MUROS COMO COLUMNAS

C.14.4.1 - A menos que se diseñen de acuerdo con C.14.5, los muros sometidos a fuerzas axiales y de flexión combinadas deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones para columnas y elementos a compresión dadas en C.10.2, C.10.3, C.10.10, C.10.11, C.10.13, C.14.2 y C.14.3. En este caso el espesor mínimo del muro será el mayor valor del espesor obtenido al cumplir los requisitos de recubrimiento de C.7.7 (teniendo especial cuidado en muros expuestos a la intemperie), del espesor requerido por efectos de esbeltez de acuerdo con C.10.10 y C.10.11, y del espesor necesario para resistir la flexo-compresión solicitada a la sección.

C.14.5 - METODO DE DISEÑO EMPIRICO

C.14.5.1 - Los muros de sección horizontal sólida y rectangular, pueden diseñarse de acuerdo con las disposiciones empíricas de la presente Sección C.14.5, si la resultante de las cargas axiales mayoradas, teniendo en cuenta la excentricidad correspondiente para la combinación de mayoración bajo estudio, está localizada dentro del tercio central de la longitud horizontal total del muro y dentro del tercio central del espesor total del muro, y además se cumplen todos los límites de C.14.2, C.14.3 y C.14.5.

C.14.5.2 - La resistencia de diseño a carga axial, $\phi \mathbf{P_{nw}}$, de un muro dentro de las limitaciones de C.14.5.1 debe calcularse por medio de la ecuación C.14-1, o siguiendo los requisitos de C.14.4.

$$\phi \mathbf{P_{nw}} = \mathbf{0.55}\, \phi\, \mathbf{f'_c}\, \mathbf{A_g} \left[\mathbf{1} - \left(\frac{\mathbf{k}\, \ell_{\mathbf{c}}}{\mathbf{32\, h}} \right)^{\mathbf{2}} \right] \qquad \textbf{(C.14-1)}$$

donde ϕ = 0.70 y el factor de longitud efectiva $\mathbf{k}$ es:

Para muros arriostrados arriba y abajo contra traslación lateral y además:

(a) restringidos al giro en uno o en ambos extremos, (arriba y/o abajo) ..... **k = 0.8**

(b) libres para rotar arriba y abajo ..... **k = 1.0**

Para muros no arriostrados contra traslación lateral ..... **k = 2.0**

C.14.5.3 - ESPESOR MINIMO PARA MUROS DISEÑADOS POR EL METODO EMPIRICO - El espesor de muros de carga no debe ser menos de 1/25 de la longitud no soportada, horizontal o vertical, la más corta, ni menos de 100 mm. El espesor de muros exteriores de sótano y muros que hagan parte de la cimentación no debe ser menor de 150 mm.

C.14.6 - MUROS NO PORTANTES

C.14.7.1 - El espesor de los muros que no sean de carga no debe ser menor de 70 mm ni menos de 1/32 de la menor distancia entre elementos que le den soporte lateral.

C.14.7 - MUROS COMO VIGAS A NIVEL DEL TERRENO

C.14.7.1 - Los muros diseñados como vigas a nivel del terreno deben tener refuerzo arriba y abajo tal como se requiera para momento de acuerdo con lo establecido en C.10.2, a C.10.7. El diseño para cortante debe hacerse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.11.

C.14.7.2 - Las partes de los muros construídos como vigas a nivel del terreno y expuestas a él, deben cumplir también los requisitos de C.14.3.

CAPITULO C.15
FUNDACIONES

C.15.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, en mm².
$\mathbf{d_p}$ = diámetro del pilote en la base de la zapata.
β = relación del lado largo al lado corto de la zapata.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (véase C.9.3).

C.15.1 - ALCANCE

C.15.1.1 - Las disposiciones de este Capítulo regulan el diseño estructural de zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas sobre pilotes, losas de fundación, y pilotes, caissons y muros de contención de concreto reforzado.

C.15.2 - CARGAS Y REACCIONES

C.15.2.1 - Los elementos de la fundación deben dimensionarse para que resistan las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados en este Reglamento y según se establece en el presente Capítulo.

C.15.2.2 - Las fuerzas sobre los elementos de fundación, deben transferirse al suelo en que se apoyan sin exceder los esfuerzos permisibles sobre el suelo, tal como lo establece el Título H del Reglamento.

C.15.2.3 - Para las zapatas sobre pilotes, el calculo de los momentos y cortantes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está aplicada en su centro.

C.15.2.4 - El área de apoyo de la base de los elementos de la fundación o el número y distribución de los pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos externos sin mayorar (transmitidos por la zapata al suelo o a los pilotes) y el esfuerzo permisible sobre el suelo, o la capacidad permisible de los pilotes determinadas a través de los principios de la mecánica de suelos y de acuerdo con los requisitos del Título H. El diseño estructural mismo de la fundación debe realizarse para las fuerzas mayoradas.

C.15.2.5 - Los efectos sísmicos sobre los elementos de fundación, deben evaluarse siguiendo los requisitos del Título A del Reglamento. Véase A.3.7.2.

C.15.2.6 - Los elementos de fundación deben amarrase entre si, por razones sísmicas, de acuerdo con los requisitos de A.3.6.4 y por razones de asentamientos diferenciales de acuerdo con los preceptos del Título H. Véase C.15.13.

C.15.3 - ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CIRCULARES O EN FORMA DE POLIGONO REGULAR

C.15.3.1 - En la localización de las secciones críticas de momento, cortante y desarrollo del refuerzo de las zapatas, las columnas o los pedestales de concreto, circulares o en forma de polígono regular pueden tratarse como elementos cuadrados con la misma área.

C.15.4 - MOMENTO EN LA ZAPATA

C.15.4.1 - El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.

C.15.4.2 - El momento mayorado máximo para una zapata aislada debe calcularse como se prescribe en C.15.4.1, en las siguientes secciones críticas:

(a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para las zapatas que soportan columnas, pedestales o muros de concreto.

(b) En la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para las zapatas que soportan un muro de mampostería.

(c) En la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la base de acero, para las zapatas que soportan columnas o pedestales con placas de acero en la base.

C.15.4.3 - En las zapatas que trabajan en una dirección y en las zapatas cuadradas que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a todo su ancho.

C.15.4.4 - En las zapatas rectangulares que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse de la siguiente forma:

(a) El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata.

(b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total dado por la Ecuación C.15-1 debe distribuirse uniformemente sobre un ancho de banda centrada sobre el eje de la columna o pedestal, igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta, debe distribuirse uniformemente por fuera del ancho de la banda central de la zapata.

$$\frac{\text{refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \qquad \textbf{(C.15-1)}$$

C.15.4.5 - En zapatas que trabajen en una o en dos direcciones el refuerzo a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 en ambas direcciones.

C.15.4.6 – El refuerzo longitudinal de columnas y elementos de borde de muros estructurales que resistan fuerzas sísmicas debe llevarse hasta el refuerzo inferior de la losa de fundación, zapata o dado, y debe terminarse con un gancho horizontal.

C.15.4.7 – El refuerzo longitudinal de las columnas que se diseñen como empotradas a flexión en la fundación, debe tener un gancho en la parte inferior de la fundación, y este gancho se debe orientar hacia el centro de la columna.

C.15.4.8 – Las columnas y elementos de borde de muros estructurales que tengan un lado de su sección localizado a una distancia menor de la mitad de la altura del elemento de fundación del borde del mismo, deben tener refuerzo transversal que cumpla C.21.4.4 en toda la porción embebida dentro de la losa de fundación, zapata o dado.

C.15.4.9 – Las zapatas que apoyen elementos de borde de muros estructurales, o columnas que resistan tracción debido a las fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo para flexión en su parte superior, capaz de resistir las fuerzas de diseño que se generan, pero no menos que el requerido por C.15.4.5.

C.15.5 - CORTANTE EN LAS ZAPATAS

C.15.5.1 - El cálculo del cortante en las zapatas debe hacerse de acuerdo con C.11.12.

C.15.5.2 - La sección crítica para el cortante, de acuerdo con el Capítulo C.11, debe localizarse a partir de la cara de la columna, pedestal o muro para las zapatas que soportan una columna, pedestal o muro. Para zapatas que soportan una columna o pedestal con placas de acero en la base, la sección crítica debe localizarse midiendo a partir del sitio definido en C.15.4.2 (c).

C.15.5.3 - El cálculo del cortante en cualquier sección a través de una zapata apoyada sobre pilotes debe hacerse de acuerdo con las siguientes pautas:

(a) La totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $\mathbf{d_p/2}$, o más, por fuera de la sección, debe considerarse que produce cortante en esa sección.

(b) La reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $\mathbf{d_p/2}$ o más, dentro de la sección, debe considerarse que no produce cortante en esa sección.

(c) Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se supone que produce cortante en la sección, debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total en $\mathbf{d_p/2}$ por fuera de la sección y el valor cero en $\mathbf{d_p/2}$ dentro de la sección.

C.15.6 - DESARROLLO DEL REFUERZO EN LAS ZAPATAS

C.15.6.1 - El cálculo del desarrollo del refuerzo en las zapatas debe estar de acuerdo con el Capítulo C.12.

C.15.6.2 - El refuerzo de tracción o de compresión en cada sección se desarrolla a cada lado de dicha sección por medio de la longitud apropiada de anclaje, anclaje extremo, ganchos (a tracción únicamente), anclaje mecánico, o por combinación de estos.

C.15.6.3 - Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos sitios definidos en C.15.4.2., para el momento mayorado máximo, y en todos los otros planos verticales donde ocurran cambios de sección o de refuerzo. (Véase también Artículo C.12.10.6).

C.15.7 - ESPESOR MINIMO DE LA ZAPATA

C.15.7.1 - El espesor de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm para zapatas sobre el suelo, ni menor de 300 mm para zapatas sobre pilotes.

C.15.8 - TRANSFERENCIA A LA ZAPATA DE LAS FUERZAS EN LA BASE DE LA COLUMNA, MURO O PEDESTAL REFORZADO

C.15.8.1 - Todos los momentos y fuerzas aplicados en la base de una columna, muro o pedestal, deben transmitirse a la zapata por medio de esfuerzos de contacto adecuados en el concreto y por medio de refuerzo o conectores mecánicos. Si las condiciones de las cargas requeridas incluyen fuerzas de levantamiento, la fuerza de tracción total debe ser resistida por el refuerzo.

C.15.8.1.1 - Los esfuerzos de contacto en la superficie entre el elemento soportante y el soportado no deben exceder la resistencia del concreto a los esfuerzos de contacto, en cualquiera de las dos superficies, dada en C.10.13

C.15.8.1.2 - El refuerzo, las barras de empalme y los conectores mecánicos entre el elemento soportante y soportado, deben ser adecuados para resistir, además de las indicadas en los Artículos C.15.8.2 y C.15.8.3:

(a) toda la fuerza de compresión en exceso de los esfuerzos de contacto admisibles, para cualquiera de los dos elementos.

(b) cualquier fuerza de tracción que actúe a través del plano de contacto.

C.15.8.1.3 - Si se transfieren momentos a la zapata de apoyo, el refuerzo, las barras de empalme o los conectores mecánicos deben ser los adecuados para cumplir los requisitos de C.12.17.

C.15.8.1.4 - Si se transfieren fuerzas horizontales a la zapata, el diseño debe realizarse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de C.11.7, u otro medio apropiado.

C.15.8.2- CONSTRUCCION VACIADA EN SITIO - En construcción vaciada en sitio, el refuerzo que se requiere de acuerdo con lo dispuesto en C.15.8.1, puede colocarse extendiendo dentro de la zapata las barras longitudinales del elemento soportado, o colocando barras de transferencia (dowels).

C.15.8.2.1 - En columnas y pedestales vaciados en sitio, la cuantía de refuerzo que pasa a través del plano de contacto no debe ser menor de 0.005, evaluada sobre el área de la sección del elemento soportado.

C.15.8.2.2 - En muros vaciados en sitio, la cuantía de refuerzo vertical que pasa a través del plano de contacto no debe ser menor que la dada en C.14.3.2.

C.15.8.2.3 - En la zapata se permite empalmar por traslapo barras longitudinales Nº 14 (1-3/4”), Nº 18 (2-1/4”), 45M (45 mm) y 55M (55 mm), que trabajen a compresión, con barras de transferencia (dowels) para proporcionar el área requerida por C.15.8.1. Las barras de transferencia no deben ser mayores de Nº 11 (1-3/8”) ó 32M (32 mm) y deben extenderse dentro de la columna o pedestal por una distancia no menor que la longitud de desarrollo para barras Nº 14 (1-3/4”), Nº 18 (2-1/4”), 45M (45 mm) ó 55M (55 mm), respectivamente, o que la longitud del empalme de las barras de transferencia, la que sea mayor; y dentro de la zapata una distancia mayor, o igual, que la longitud de desarrollo de las barras de transferencia.

C.15.8.2.4 - Si se utilizan conexiones articuladas, éstas deben cumplir los requisitos de C.15.8.1 y C.15.8.3.

C.15.8.3 - CONSTRUCCION PREFABRICADA - En construcción prefabricada se permite el uso de anclajes, u otros conectores mecánicos, para cumplir con los requisitos de C.15.8.1.

C.15.8.3.1 - La conexión entre columnas o pedestales prefabricados y el elemento que les da apoyo debe cumplir los requisitos del ordinal (a) de C.16.5.1.3.

C.15.8.3.2 - La conexión entre muros prefabricados y el elemento que les da apoyo debe cumplir los requisitos de los ordinales (b) y (c) de C.16.5.1.3.

C.15.8.4 - Los pernos de anclaje y las conexiones mecánicas, deben diseñarse de tal manera que alcancen su resistencia de diseño antes de la falla del anclaje o del concreto que los rodea.

C.15.9 - ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS

C.15.9.1 - En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de la pendiente o la altura y la localización de los escalones debe ser tal que se cumplan, en cada sección, los requisitos de diseño (véase además C.12.10.6.).

C.15.9.2 - Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad deben construirse de modo que se garantice su acción como tal.

C.15.10 - ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACION

C.15.10.1 - Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas o losas de fundación), deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados establecidos en este Reglamento.

C.15.10.2 - El método del Diseño Directo del Capítulo C.13 de este Reglamento no debe ser utilizado en el diseño de zapatas combinadas ni losas de fundación.

C.15.10.3 - La distribución de esfuerzos del suelo bajo zapatas combinadas y losas de fundación debe ser consistente con las propiedades del suelo y de la estructura, con los principios establecidos de la mecánica de suelos, y con los requisitos del Título H.

C.15.10.4 - Las vigas de las losas de fundación que llegan a elementos del sistema de resistencia sísmica de la estructura, deben cumplir los mismos requisitos que se exijan para vigas del sistema de resistencia sísmica, para el grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de sistema estructura, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo C.21.

C.15.11 - PILOTES Y CAISSONS

C.15.11.1 - ALCANCE - Los requisitos que se presentan en esta sección corresponden a los requerimientos mínimos por razones estructurales de pilotes y caissons de concreto, incluyendo pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio con camisa de acero, pilotes prebarrenados y caissons excavados manual y mecánicamente. Las armaduras mínimas prescritas en la presente sección no cubren los efectos de impacto por hincado, ni las solicitaciones derivadas de empujes laterales y efectos sísmicos sobre los pilotes y caissons, los cuales deben ser definidos por el estudio geotécnico de acuerdo con lo establecido en el Título H.

C.15.11.2 - ANCLAJE DEL REFUERZO - El refuerzo longitudinal de los pilotes y caissons debe anclarse en la zapata o dado, como mínimo, una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción, sin reducción por refuerzo en exceso, definida en el Capítulo C.12.

C.15.11.3 - ESFUERZOS AXIALES MAXIMOS - Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados en su base, son los siguientes:

(a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado):

$$\mathbf{D + L \leq 0.25 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-2)}$$

$$\mathbf{1.4D + 1.7L \leq 0.4 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-3)}$$

(b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$\mathbf{D + L + 0.7E \leq 0.33 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-4)}$$

$$\mathbf{1.05D + 1.28L + E \leq 0.4 f'_c A_g} \qquad \textbf{(C.15-5)}$$

(c) Esfuerzos de tracción causados por los efectos sísmicos, cuando hay levantamiento (en este caso el pilote debe armarse en toda su longitud, a menos que el estudio geotécnico defina una longitud menor):

$$\mathbf{-1.0D + E \leq 0.9 f_y A_s} \qquad \textbf{(C.15-6)}$$

C.15.11.4 - ESFUERZOS DE FLEXION - Cuando el pilote pueda verse sometido a momentos flectores debidos a empujes laterales o a efectos sísmicos, la determinación de los momentos de diseño debe realizarse de acuerdo con las recomendaciones del estudio geotécnico tal como lo indica el Título H. El diseño a flexión del pilote debe realizarse de acuerdo con los requisitos del presente Título C.

C.15.11.5 - CUANTIAS MINIMAS Y LONGITUDES MINIMAS DE ARMADO - A menos que se requiera un mayor refuerzo de acuerdo con lo indicado en los Artículos C.15.11.3 y C.15.11.4, deben utilizarse las siguientes cuantías y longitudes mínimas de armado:

C.15.11.5.1 - ***Pilotes y caissons vaciados in-situ*** – En los pilotes y caissons vaciados en sitios, deben tenerse todas la precauciones para evitar que haya estrangulamientos causados por derrumbes internos dentro del pilote en el momento de vaciar el concreto. La cuantías mínimas, longitudinales y transversales para pilotes y caissons vaciados en sitio son las dadas en la Tabla C.15-1.

C.15.11.5.2 - ***Pilotes con camisa de acero*** - Los mismos requisitos que para pilotes y caissons vaciados in-situ. Una camisa de acero, de calibre N° 14 o mayor, del tipo de espiral electrosoldada, puede considerarse que reemplaza el efecto de confinamiento de los estribos; siempre y cuando se garantice la protección contra la corrosión de la camisa de acero.

C.15.11.5.3 - ***Tubería rellena de concreto*** - Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en la parte superior del pilote por una distancia igual al doble de la longitud de anclaje requerida para el refuerzo. Deben colocarse los estribos necesarios para garantizar que el refuerzo permanece en su sitio durante el vaciado del concreto.

C.15.11.5.4 - ***Pilotes prefabricados de concreto reforzado*** - Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en toda la longitud del pilote. Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con

un diámetro de barra mínimo Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal en el resto del pilote. Debe verificarse que el refuerzo mínimo anterior sea suficiente para garantizar la integridad del pilote durante el proceso de hincado, y aumentarlo en caso que se requiera una mayor cantidad. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser f'_c = 21 MPa. En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) debe colocarse una espiral con una cuantía mínima $\rho_s \geq 0.006$, en vez de los estribos indicados anteriormente.

C.15.11.5.5 - ***Pilotes prefabricados de concreto preesforzado*** - Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con un diámetro de barra mínimo Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote. La conexión a la zapata o dado, debe hacerse por medio de barras adicionales. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser f'_c = 28 MPa.

C.15.11.5.6 - ***Pilotes de perfil laminado de acero*** - En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*), la conexión con la zapata o dado de fundación debe ser capaz de resistir una fuerza de tracción igual al 10 por ciento de la capacidad a compresión del pilote.

TABLA C.15-1 – CUANTIAS MINIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAISSONS VACIADOS EN SITIO

Requisito	**Estructuras con capacidad mínima (*DMI*) de disipación de energía**	**Estructuras con capacidad especial (*DES*) y moderada (*DMO*) de disipación de energía (véase la Nota)**
Resistencia mínima del concreto , f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico demuestre que se puede utilizar una longitud menor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Nota: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o caisson, deben cumplirse los requisitos para columnas dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

C.15.12 - MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCION

C.15.12.1 - Los muros y elementos de contención de concreto reforzado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos apropiados del presente Título C del Reglamento. Los empujes, presiones activas y pasivas del suelo, empujes inducidos por los movimientos sísmicos, y los demás parámetros requeridos para el dimensionamiento de las estructuras de contención deben ser definidos en el estudio geotécnico, de acuerdo con lo prescrito en el Título H.

C.15.12.2 - Cuando los muros y elementos de contención están conectados o le dan apoyo al sistema de resistencia sísmica de la edificación, las conexiones entre el sistema de contención y el sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos apropiados del Título A y deben tomarse todas las precauciones para que los elementos de

contención tengan un comportamiento compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

C.15.13 – VIGAS DE AMARRE DE LA CIMENTACION

C.15.13.1 – FUERZAS DE DISEÑO - En el diseño de las vigas de amarre de cimentación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

- **(a)** los de A.3.6.4.2 con respecto a las fuerzas axiales que debe resistir la viga de amarre por efectos sísmicos,
- **(b)** las recomendaciones que al respecto contenga el estudio geotécnico, y
- **(c)** las del Título H del Reglamento.

C.15.13.3 – DIMENSIONES MINIMAS – Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales. Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*), a la luz dividida por 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*).

C.15.13.2 – REFUERZO LONGITUDINAL - Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar $\mathbf{f_y}$ por medio de anclaje en la columna exterior del vano final.

C.15.13.4 – REFUERZO TRANSVERSAL - Deben colocarse estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 300 mm. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

■

CAPITULO C.16
CONCRETO PREFABRICADO

C.16.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la columna, en mm².
ℓ = luz libre, en mm.

C.16.1 - ALCANCE

C.16.1.1 - Las disposiciones del presente Capítulo son aplicables al diseño de elementos prefabricados de concreto, los cuales se definen como elementos que se vacían en un lugar diferente de su posición final dentro de la estructura.

C.16.1.2 - Todas las disposiciones de este Reglamento, con excepción de aquellas en las cuales se excluyan explícitamente o estén en conflicto con el presente Capítulo, son aplicables a elementos prefabricados de concreto.

C.16.2 - GENERAL

C.16.2.1 - El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones debe tener en cuenta todas las condiciones de carga y de restricción desde la fabricación inicial hasta su uso final en la estructura, incluyendo remoción de formaletas, almacenamiento, transporte y montaje.

C.16.2.2 - Cuando los elementos prefabricados se coloquen dentro de un sistema estructural existente, las fuerzas y deformaciones que ocurran en las conexiones y sus cercanías, deben ser incluidas en el diseño.

C.16.2.3 - El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir el efecto de las tolerancias especificadas para fabricación e instalación y los esfuerzos temporales de instalación. Las tolerancias deben indicarse en los planos y memorias.

C.16.2.4 - Además de lo requerido en C.1.2, deben incluirse en los planos los detalles de los refuerzos, aditamentos, elementos de izaje, resistencia del concreto en las diferentes etapas de construcción necesaria para resistir las cargas temporales de manejo, almacenamiento, transporte, y montaje.

C.16.3 - DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS A LOS ELEMENTOS

C.16.3.1 - La distribución de las fuerzas perpendiculares al plano de los elementos se debe determinar por análisis o por medio de ensayos.

C.16.3.2 - Cuando el comportamiento del sistema requiere que se transfieran fuerzas que actúan en el plano de los elementos de un sistema de entrepiso o de un muro prefabricado, deben cumplirse los siguientes requisitos:

> **C.16.3.2.1** - En el diseño deben identificarse las trayectorias de las fuerzas que actúan en el plano del elemento tanto en los elementos como en sus conexiones, y debe verificarse su continuidad.
>
> **C.16.3.2.2** - Donde ocurran fuerzas de tracción, debe identificarse en el diseño la trayectoria de las fuerzas a través del acero de refuerzo.
>
> **C.16.3.2.3** - Las fuerzas producidas por deformaciones debidas a retracción de fraguado, flujo plástico y variaciones de temperatura deben tomarse en cuenta en el diseño de los detalles de las conexiones.

C.16.4 - DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

C.16.4.1 - Los elementos preesforzados prefabricados, de un ancho menor de 4 m, tales como losas de entrepiso y de cubierta, que actúen en una dirección, y paneles de muro preesforzados, y en otros elementos que estén conectados mecánicamente de una manera tal que las deformaciones transversales no estén restringidas, pueden dispensarse los requisitos de refuerzo de retracción y temperatura de C.7.12, en la dirección perpendicular al refuerzo de flexión. Esta dispensa no es aplicable a elementos que requieran refuerzo para resistir esfuerzos causados por flexión transversal.

C.16.4.2 - En los muros prefabricados, no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse siguiendo los requisitos del Capítulo C.10, o del Capítulo C.14, con la excepción de que la cuantía de refuerzo horizontal y vertical no debe ser menor de 0.001, calculada sobre el área bruta de la sección del panel de muro. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder el menor de 5 veces el espesor del muro, 800 mm para muros interiores, o 500 mm para muros exteriores.

C.16.5 - INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

C.16.5.1 - Con la excepción de lo indicado en C.16.5.2, deben cumplirse los siguientes requisitos mínimos de integridad estructural en estructuras de concreto prefabricado:

C.16.5.1.1 - Deben emplearse los amarres longitudinales y transversales requeridos por C.7.13.3 para conectar los elementos prefabricados al sistema de resistencia ante fuerzas horizontales.

C.16.5.1.2 - Cuando se utilicen elementos prefabricados para conformar diafragmas de piso o de cubierta, las conexiones entre el diafragma y los elementos adheridos al diafragma y a los cuales el diafragma les provee apoyo lateral, deben tener una resistencia nominal a la tracción tal que sean capaces de resistir al menos 4.5 kN/m.

C.16.5.1.3 - En todo elemento estructural vertical prefabricado hay necesidad de cumplir los requisitos de amarre vertical de C.7.13.3, excepto elementos no portantes de fachada. Estos requisitos se pueden cumplir disponiendo conexiones en las juntas horizontales, diseñadas de acuerdo con lo siguiente:

(a) en columnas prefabricadas debe disponerse una resistencia a la tracción al menos igual a $1.5A_g$, expresada en kN. Para columnas con una sección mayor que la que se requiere por consideraciones de carga, se permite reducir, hasta en un 50%, el área efectiva, A_g, al valor requerido por resistencia.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel y por junta horizontal, con una resistencia nominal en tracción al menos igual a 45 kN por amarre.

(c) Cuando las fuerzas de diseño indican que no se presenta tracción en la base, se permite anclar los amarres indicados en el ordinal (b) a la losa de contrapiso sobre el terreno.

C.16.5.1.4 - No se permite el uso de detalles de conexión que dependan únicamente de la fricción causada por las cargas verticales.

C.16.5.2 - En estructuras prefabricadas de muros de carga de tres, o más, pisos de altura, deben cumplirse los siguientes requisitos:

C.16.5.2.1 - Deben colocarse amarres longitudinales y transversales dentro de los sistemas de entrepiso y de cubierta, de tal manera que se disponga de 20 kN/m de longitud o de ancho del sistema. Deben colocarse amarres sobre los apoyos interiores y entre los elementos del sistema de entrepiso y los muros exteriores. Los amarres deben colocarse dentro del plano del sistema de entrepiso o de cubierta, o dentro de los primeros 600 mm de los elementos verticales.

C.16.5.2.2 - Deben colocarse amarres longitudinales, paralelos a las dirección de la luz de los elementos del sistema de entrepiso o de cubierta, distanciados al menos a 3 m, centro a centro. Deben tomarse precauciones para transferir las fuerzas en los amarres alrededor de las aberturas en el sistema de entrepiso o de cubierta.

C.16.5.2.3 - Deben colocarse amarres transversales, en la dirección perpendicular a la luz de los elementos del sistema de entrepiso o de cubierta, separados una distancia que no exceda la separación entre los muros portantes.

C.16.5.2.4 - Deben colocarse amarres, con una resistencia nominal a la tracción al menos de 70 kN, en el perímetro de los sistemas de entrepiso o de cubierta, dentro de una zona localizada a 1.20 m del borde.

C.16.5.2.5 - Deben colocarse amarres verticales de tracción en todos los muros, los cuales deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Estos amarres debe proveer una resistencia nominal a la tracción no menor de 40 kN por metro lineal horizontal de muro. Deben colocarse como mínimo dos amarres por cada panel prefabricado.

C.16.6 - DISEÑO DE LAS CONEXIONES Y LOS APOYOS

C.16.6.1 - Se permite transferir las fuerzas entre elementos por medio de juntas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones utilizando acero de refuerzo, afinados de piso reforzado, o combinación de estos medios.

C.16.6.1.1 - La bondad de las conexiones para transferir las fuerzas entre elementos puede determinarse por análisis o ensayo. En aquellos casos en que las fuerzas cortantes corresponden a la fuerzas impuestas predominantes en la conexión, se permite diseñarla utilizando los requisitos de C.11.7, cuando sean aplicables.

C.16.6.1.2 - Cuando se diseñen conexiones que contengan materiales con propiedades mecánicas diferentes, debe tomarse en cuenta la rigidez, resistencia y ductilidad relativas.

C.16.6.1.3 - Cuando los elementos prefabricados sean parte de entrepisos que actúan como diafragmas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben cumplirse los requisitos de la sección C.21.6.4.2.

C.16.6.2 - Los apoyos simples de elementos prefabricados que pertenezcan a sistemas de entrepiso o de cubierta, deben cumplir los siguientes requisitos:

C.16.6.2.1 - Los esfuerzos de contacto en la superficie de contacto entre elementos soportados y los elementos que le dan apoyo, o entre éstos y cualquier elemento intermedio de apoyo, no deben exceder las resistencias de contacto dadas en C.10.13, en cualquiera de las superficies.

C.16.6.2.2 - A menos que se demuestre, por medio de ensayos o análisis, que el comportamiento es adecuado, deben cumplirse los siguientes requisitos mínimos:

(a) las dimensiones de cada elemento y del sistema de apoyo, deben seleccionarse, con la debida consideración de las tolerancias apropiadas, de tal manera que la distancia, en la dirección de la luz, entre el borde del apoyo, y el extremo interno del elemento prefabricado sea al menos 1/180 de la luz libre, ℓ, pero no menos de:

en elementos de losa, macizos o aligerados internamente ..... 50 mm
en vigas o elementos en forma de T ..... 75 mm

(b) las almohadillas de apoyo en elementos sin refuerzo de esquina, o pirlán, deben retrocederse como mínimo 12 mm de la cara del apoyo, o la dimensión del bisel, en bordes biselados.

C.16.6.2.3 - Los requisitos de C.12.11.1 no se aplican al refuerzo positivo para flexión de elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos 1/3 de este refuerzo debe extenderse hasta el centro de la longitud de apoyo.

C.16.7 - IMPLEMENTOS COLOCADOS DESPUES DEL VACIADO DEL CONCRETO

C.16.7.1 - Cuando lo permita el Ingeniero Diseñador, pueden colocarse elementos tales como barras de empalme (dowells) o insertos que sobresalen del concreto, después de vaciado el concreto, pero cuando aún está plástico, siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones:

C.16.7.1.1 - Los elementos que se insertan no tienen ganchos y no se deben amarrar al refuerzo que ya está dentro del concreto.

C.16.7.1.2 - Los elementos que se insertan se mantienen en su posición correcta mientras el concreto está plástico.

C.16.7.1.3 - Hay posibilidad de compactar correctamente el concreto alrededor del inserto.

C.16.7.1.4 - Se realice una inspección de la operación por parte del Supervisor Técnico.

C.16.8 - IDENTIFICACION Y MARCAS

C.16.8.1 - Todo elemento prefabricados debe marcarse para indicar su localización y orientación dentro de la estructura, y su fecha de fabricación.

C.16.8.2 - La marcas de identificación deben corresponder con los planos de montaje.

C.16.9 - MANEJO

C.16.9.1 - El diseño de los elementos debe tener en cuenta todas las fuerzas y distorsiones que se puedan presentar durante el curado, desencofrado, almacenaje, transporte y erección, de tal manera que el elemento prefabricado no sufra daño.

C.16.9.2 - Las estructuras prefabricadas, y sus elementos, deben estar adecuadamente apoyadas y arriostradas durante el montaje de tal manera que se pueda garantizar el alineamiento adecuado en su colocación y la integridad estructural hasta el momento en que estén terminadas las conexiones permanentes.

C.16.10 - EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

C.16.10.1 - Se pueden realizar pruebas de carga de elementos prefabricados independientes que posteriormente trabajarán en conjunto con elementos vaciados en sitio, si se cumplen los siguientes requisitos:

C.16.10.1.1 - Las cargas de prueba sólo se pueden aplicar cuando los cálculos indiquen que el elemento prefabricado ensayado aisladamente no fallaría en compresión o en pandeo.

C.16.10.1.2 - La carga de prueba debe ser una carga tal, que produzca en el refuerzo de tracción del elemento aislado la misma fuerza que se obtendría al aplicar la carga de prueba definida en C.19.3.2 al elemento compuesto.

C.16.10.2 - Los requisitos de C.19.5 constituyen los criterios de aceptación o rechazo del elemento prefabricado.

C.16.10.3 - Se permite la repetición de la prueba de carga de elemento prefabricados preesforzados. Los criterios de aceptación o rechazo son los indicados en C.19.5.2.

CAPITULO C.17
ELEMENTOS COMPUESTOS
CONCRETO-CONCRETO SOMETIDOS A FLEXION

C.17.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_c}$ = área de la superficie de contacto bajo investigación para cortante horizontal, en mm².
$\mathbf{A_v}$ = área de estribos dentro de una distancia **s**, en mm².
$\mathbf{b_v}$ = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto, que se investiga para cortante horizontal, en mm.
d = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción para la sección compuesta completa, en mm.
h = espesor total del elemento compuesto, en mm.
s = espaciamiento de los estribos medido a lo largo del eje longitudinal del elemento, en mm.
$\mathbf{v_{nh}}$ = resistencia nominal a esfuerzo cortante horizontal.
$\mathbf{v_u}$ = esfuerzo cortante mayorado en la sección.
ρ_v = cuantía de refuerzo en forma de estribos calculada con respecto al área de la superficie de contacto.
= $\mathbf{A_v/b_v s}$
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia. (Véase C.9.3).

C.17.1 - ALCANCE

C.17.1.1 - Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de concreto sometidos a flexión, definidos como elementos de concreto prefabricados y/o vaciados en sitio, construídos en vaciadas diferentes pero interconectados de tal manera que en conjunto respondan a las cargas como una unidad.

C.17.1.2 - Todas las disposiciones del presente Título C son aplicables a los elementos compuestos de concreto sometidos a flexión, con excepción de los que específicamente se modifiquen en este Capítulo.

C.17.2 - GENERALIDADES

C.17.2.1 - Para resistir cortante y momento puede utilizarse el elemento compuesto completo o partes del mismo.

C.17.2.2 - Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas críticas de carga.

C.17.2.3 - Si la resistencia especificada, el peso unitario u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

C.17.2.4 - Al calcular la resistencia de los elementos compuestos, no debe distinguirse entre elementos con cimbra y sin cimbra.

C.17.2.5 - Todos los elementos deben diseñarse para soportar todas las cargas introducidas antes del desarrollo total de la resistencia de diseño de los elementos compuestos.

C.17.2.6 - Debe suministrarse el refuerzo requerido para controlar la fisuración e impedir la separación entre los elementos individuales de los miembros compuestos.

C.17.2.7 - Los elementos compuestos deben cumplir los requisitos para control de deflexiones de acuerdo con C.9.5.

C.17.3 - CIMBRADO

C.17.3.1 - Cuando se utilice cimbra, ésta sólo debe retirarse cuando los elementos hayan desarrollado las

propiedades de diseño que se requieran para soportar todas las cargas y para limitar las deflexiones y agrietamientos en el momento de la remoción.

C.17.4 - RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

C.17.4.1 - Cuando se suponga que un miembro compuesto completo resiste cortante vertical, el diseño debe hacerse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.11 como para un elemento vaciado monolíticamente con la misma sección transversal.

C.17.4.2 - El refuerzo para cortante debe anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con C.12.13.

C.17.4.3 - El refuerzo a cortante vertical, extendido y anclado puede incluirse como amarre para cortante horizontal.

C.17.5 - RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

C.17.5.1 - En un elemento compuesto debe garantizarse la transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

C.17.5.2 - A menos que se utilicen los requisitos de C.17.5.3, el diseño de las secciones sometidas a cortante horizontal debe basarse en:

$$v_u \leq \phi\, v_{nh} \qquad \textbf{(C.17-1)}$$

donde v_u es el esfuerzo cortante mayorado en la sección bajo consideración, y v_{nh} es la resistencia nominal al cortante horizontal, la cual se determina de acuerdo con los requisitos siguientes:

C.17.5.2.1 - Cuando las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y estriadas intencionalmente, la resistencia a cortante v_{nh} se puede tomar como máximo igual a 0.6 MPa. Esta resistencia se aplica sobre un área igual a $b_v d$.

C.17.5.2.2 - Cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con C.17.6, y la superficie de contacto esté limpia y libre de lechada, pero no se estrió intencionalmente, la resistencia a cortante v_{nh} se puede tomar como máximo igual a 0.6 MPa. Esta resistencia se aplica sobre un área igual a $b_v d$.

C.17.5.2.3 - Cuando se coloquen estribos de acuerdo con C.17.6, y la superficie de contacto esté limpia y libre de lechada, y se hayan producido estrías de una profundidad aproximada de 6 mm, la resistencia a cortante v_{nh} se puede tomar como $(1.8+0.6\rho_v f_y)$ sin exceder un máximo de 3.5 MPa. Esta resistencia se aplica sobre un área igual a $b_v d$.

C.17.5.2.4 - Cuando el esfuerzo cortante mayorado, v_u, en la sección excede $\phi(3.5)$ MPa, el diseño para cortante horizontal debe realizarse de acuerdo con los requisitos de C.11.7.4.

C.17.5.2.5 - Para determinar la resistencia nominal al cortante horizontal en elementos preesforzados, puede utilizarse d, o $0.8h$, el que sea mayor.

C.17.5.3 - Como una alternativa a los requisitos de C.17.5.2, el cortante horizontal puede investigarse calculando el cambio en la fuerza real de compresión o tracción en cualquier segmento, y tomando medidas para transferir dicha fuerza como cortante horizontal al elemento de apoyo. El esfuerzo cortante horizontal mayorado no debe exceder la resistencia a cortante horizontal ϕv_{nh} tal como se establece en C.17.5.2.1 a C.17.5.2.4, pero substituyendo $b_v d$ por A_c.

C.17.5.3.1 - Cuando se coloquen estribos para resistir el cortante horizontal evaluado como se permite en C.17.5.3, la relación del área de estribos a su separación, debe reflejar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en el miembro.

C.17.5.4 - Cuando exista tracción perpendicular a cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, puede suponerse transferencia de cortante por contacto sólo cuando se proporcionen estribos mínimos de acuerdo con C.17.6.

C.17.6 - ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL

C.17.6.1 - Cuando se proporcionen estribos para transferir cortante horizontal, el área de estribos no debe ser menor que la requerida por C.11.5.5.3 y la separación entre estribos no debe exceder de 4 veces la menor dimensión del elemento soportado ni de 600 mm.

C.17.6.2 - Los estribos para cortante horizontal pueden consistir en barras o alambres individuales, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de malla soldada (de alambre liso o corrugado).

C.17.6.3 - Todos los estribos deben anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con C.12.13.

■

CAPITULO C.18
CONCRETO PREESFORZADO

C.18.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A}$ = área de aquella parte de la sección transversal entre la cara de tracción a flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, expresada en mm².

$\mathbf{A_{ps}}$ = área del refuerzo preesforzado en la zona de tracción, expresada en mm².

$\mathbf{A_s}$ = área del refuerzo no preesforzado que trabaja a tracción, expresada en mm².

$\mathbf{A'_s}$ = área del refuerzo no preesforzado que trabaja a compresión, expresada en mm².

$\mathbf{b}$ = ancho de la cara a compresión del elemento, expresado en mm.

$\mathbf{d}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo no preesforzado a tracción, expresada en mm.

$\mathbf{d'}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo no preesforzado a compresión, expresada en mm.

$\mathbf{d_p}$ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo preesforzado.

$\mathbf{D}$ = cargas muertas, o sus efectos internos.

$\mathbf{e}$ = base de los logaritmos neperianos.

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.

$\mathbf{f'_{ci}}$ = resistencia a la compresión del concreto en el momento de transferencia del preesfuerzo, expresada en MPa.

$\sqrt{\mathbf{f'_{ci}}}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto en el momento de transferencia del preesfuerzo, expresada en MPa.

$\mathbf{f_{pc}}$ = esfuerzo de compresión promedio en el concreto debido solamente a la fuerza de preesfuerzo efectivo (después de descontar todas las pérdidas del preesfuerzo), expresado en MPa.

$\mathbf{f_{ps}}$ = esfuerzo en el refuerzo preesforzado a la resistencia nominal del elemento, expresada en MPa.

$\mathbf{f_{pu}}$ = resistencia nominal a la tracción de los tendones de preesfuerzo, expresada en MPa.

$\mathbf{f_{py}}$ = resistencia nominal a la fluencia de los tendones de preesfuerzo, expresada en MPa.

$\mathbf{f_r}$ = módulo de ruptura del concreto expresado en MPa.

$\mathbf{f_{se}}$ = esfuerzo efectivo en el refuerzo preesforzado (después de descontar todas las pérdidas de preesfuerzo), expresado en MPa.

$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo no preesforzado, expresada en MPa.

$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresado en mm.

$\mathbf{K}$ = coeficiente de fricción por desviación, por metro de tendón de preesfuerzo.

ℓ = longitud de la luz de losas en dos direcciones, en la dirección paralela a la del refuerzo que se está determinando. Véase la ecuación C.18-8.

ℓ_x = longitud del tendón de preesforzado desde el extremo del gato hasta cualquier punto $\mathbf{x}$, en metros. Véanse las ecuaciones C.18-1 y C.18-2.

$\mathbf{L}$ = cargas vivas, o sus efectos internos.

$\mathbf{N_c}$ = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no mayorada $\mathbf{(D + L)}$.

$\mathbf{P_s}$ = fuerza en el tendón de preesfuerzo en el extremo del gato.

$\mathbf{P_x}$ = fuerza en el tendón de preesfuerzo en cualquier punto $\mathbf{x}$.

$\mathbf{r}$ = porcentaje de redistribución de momentos.

α = variación angular total del perfil del tendón de preesfuerzo, en radianes, desde el extremo del gato hasta cualquier punto $\mathbf{x}$

β_1 = coeficiente definido en C.10.2.7.1

γ_p = coeficiente para el tipo de tendón de preesfuerzo
= $\mathbf{0.55}$ para $\mathbf{f_y/f_{pu}}$ no menor de $\mathbf{0.80}$
= $\mathbf{0.40}$ para $\mathbf{f_y/f_{pu}}$ no menor de $\mathbf{0.85}$
= $\mathbf{0.28}$ para $\mathbf{f_y/f_{pu}}$ no menor de $\mathbf{0.90}$

μ = coeficiente de fricción por curvatura, por radián.

ρ = cuantía del refuerzo a tracción. $\mathbf{A_s/bd}$.

ρ' = cuantía del refuerzo a compresión. $\mathbf{A'_s/bd}$.

ρ_p = cuantía del refuerzo preesforzado. $\mathbf{A_{ps}/bd_p}$.

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia. Véase C.9.3.

ω = $\rho\, f_y / f'_c$

ω' = $\rho'\, f_y / f'_c$

ω_p = $\rho_p\, f_{ps} / f'_c$

ω_w, ω_{pw}, ω'_w = índices de refuerzo para las secciones con alas, calculados en igual forma que ω, ω_p y ω' excepto que **b** debe ser el ancho del alma, y el área del refuerzo debe ser la que se requiere para desarrollar la resistencia a la compresión del alma únicamente.

C.18.1 - ALCANCE

C.18.1.1 - Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse a los elementos preesforzados con alambres, torones, o barras, que cumplen las disposiciones para tendones para concreto preesforzado del Capítulo C.3.

C.18.1.2 - Todas las disposiciones del Reglamento cuya exclusión no sea específicamente mencionada, y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, aplican al concreto preesforzado.

C.18.1.3 - Las siguientes disposiciones del Reglamento no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto aquellas partes de ellas en que se indique específicamente que se permite utilizarlas en concreto preesforzado: C.7.6.5, C.8.5.7.1 a C.8.5.7.3, C.8.5.12, C.10.3.2, C.10.3.3, C.10.5, C.10.6, C.10.9.1, C.10.9.2, C.13, C.14.3, C.14.5 y C.14.6.

C.18.2 - GENERALIDADES

C.18.2.1 - Los elementos preesforzados deben cumplir los requisitos de resistencia especificados en el presente Título C.

C.18.2.2 - El diseño de los elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento bajo condiciones de servicio, en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se aplique por primera vez el preesfuerzo.

C.18.2.3 - En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesfuerzo.

C.18.2.4 - Deben tomarse las medidas necesarias para prevenir los efectos que tengan sobre los elementos adyacentes las deformaciones elásticas y plásticas, las deflexiones, los cambios de longitud, y las rotaciones debidas al preesfuerzo. Deben incluirse también los efectos de la retracción y variación de la temperatura.

C.18.2.5 - Es necesario tener en cuenta la posibilidad de pandeo en un elemento entre los puntos donde están en contacto con el concreto los tendones de preesfuerzo, y el pandeo de almas y alas delgadas.

C.18.2.6 - También debe tenerse en cuenta el efecto por la pérdida de área, debida a ductos no inyectados, al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia de los tendones de preesfuerzo.

C.18.3 - SUPOSICIONES DE DISEÑO

C.18.3.1 - El diseño por resistencia de los elementos preesforzados para flexión y fuerzas axiales, debe basarse en las suposiciones dadas en C.10.2, excepto que C.10.2.4 únicamente debe aplicarse a refuerzo que cumpla con lo dispuesto en C.3.5.3, C.3.5.4, y C.3.5.5.

C.18.3.2 - Para la investigación de los esfuerzos en transferencia del preesfuerzo, al nivel de cargas de servicio, y al de cargas de fisuración, puede utilizarse la teoría elástica lineal cumpliendo las siguientes suposiciones:

> **C.18.3.2.1** - Las deformaciones varían linealmente con la profundidad del elemento a través de todo el rango de cargas.

C.18.3.2.2 - En secciones fisuradas, el concreto no resiste tracción.

C.18.4 - ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO - ELEMENTOS A FLEXION

C.18.4.1 - Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo (antes de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo), no deben exceder los siguientes valores:

(a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión ..... $0.60\,f'_{ci}$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción, excepto lo permitido en (c) ..... $\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{4}$ (*)

(c) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados ..... $\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{2}$ (*)

Donde los esfuerzos de tracción calculados excedan los valores dados anteriormente, debe suministrarse refuerzo auxiliar adherido, (preesforzado o no preesforzado) en la zona de tracción para resistir la totalidad de la fuerza de tracción en el concreto calculada bajo la suposición de que la sección no está fisurada.

C.18.4.2 - Los esfuerzos en el concreto ante cargas de servicio (después de descontar todas las pérdidas del preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores:

(a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido al preesfuerzo más las cargas permanentes ..... $0.45\,f'_c$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido al preesfuerzo más las cargas totales ..... $0.60\,f'_c$

(c) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en la zona a tracción precomprimida ..... $\frac{\sqrt{f'_c}}{2}$ (*)

(d) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en la zona de tracción precomprimida de los elementos (excepto sistemas de losas en dos direcciones) en los cuales un análisis basado en secciones fisuradas transformadas y utilizando relaciones momento-deflexión bilineales, demuestra que las deflexiones, inmediatas y a largo plazo, cumplen los requisitos de C.9.5.4 y donde los requisitos de recubrimiento cumplen con C.7.7.3.2 ..... $\sqrt{f'_c}$ (*)

C.18.4.3 - Los esfuerzos admisibles en el concreto dados por C.18.4.1 y C.18.4.2 pueden excederse si se demuestra por medio de ensayos o por análisis que el funcionamiento de la estructura no se ve afectado.

C.18.5 - ESFUERZOS ADMISIBLES EN LOS TENDONES DE PREESFUERZO

C.18.5.1 - El esfuerzo de tracción en los tendones de preesfuerzo no debe exceder los siguientes valores:

(a) Debido a la fuerza en el gato ..... $0.94\,f_{py}$
pero no puede ser mayor que el menor valor entre $0.80\,f_{pu}$
y el valor máximo recomendado por el fabricante
de los tendones de preesfuerzo o los anclajes.

(b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo ..... $0.82\,f_{py}$
pero no mayor de $0.74\,f_{pu}$

(c) Tendones de postensado, en los anclajes y acoples, inmediatamente después del anclaje de los tendones ..... $0.70\,f_{pu}$

C.18.6 - PERDIDAS DEL PREESFUERZO

C.18.6.1 - Para determinar el preesfuerzo efectivo, $\mathbf{f_{se}}$, deben considerarse reducciones causadas por las pérdidas debidas a:

(a) Corrimiento del anclaje.
(b) Acortamiento elástico del concreto.
(c) Flujo plástico del concreto.
(d) Retracción de fraguado del concreto.
(e) Relajación del esfuerzo del tendón.
(f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional y no intencional en los tendones en postensado.

C.18.6.2 - PERDIDAS POR FRICCION EN LOS TENDONES DE CONCRETO POSTENSADO - El efecto de las pérdidas por fricción en los tendones de postensado debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{P_s = P_x e^{(K\ell_x + \mu\alpha)}} \qquad \textbf{(C.18-1)}$$

Cuando $\mathbf{(K\ell_x + \mu\alpha)}$ sea menor de 0.3, el efecto de las pérdidas por fricción puede calcularse utilizando:

$$\mathbf{P_s = P_x\left(1 + K\ell_x + \mu\alpha\right)} \qquad \textbf{(C.18-2)}$$

C.18.6.2.1 - Las pérdidas por fricción deben basarse en valores determinados experimentalmente de los coeficientes de fricción, por desviación $\mathbf{K}$ y curvatura μ, y deben verificarse durante las operaciones de tensado del tendón. Los valores aproximados de los coeficientes de fricción por curvatura y desviación presentados en la tabla C.18-1, pueden utilizarse cuando no se disponga de valores obtenidos experimentalmente

TABLA C.18-1
COEFICIENTES DE FRICCION PARA TENDONES DE PREESFUERZO
EN CONCRETO POSTENSADO PARA USO EN LAS ECUACIONES C.18-1 Y C.18-2

			Coeficiente por desviación, K	Coeficiente por curvatura, μ
Tendones Adheridos Inyectados en ducto Metálico		Alambres	0.0010 - 0.0030	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0001 - 0.0012	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 - 0.0040	0.15 - 0.25
Tendones no Adheridos	Cubiertos con Masilla	Alambres	0.0010 - 0.0040	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0040	0.05 - 0.15
	Pre engrasados	Alambres	0.0003 - 0.0040	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 - 0.0040	0.05 - 0.15

C.18.6.2.2 - Los valores de los coeficientes de fricción por desviación y curvatura utilizados en el diseño, los rangos aceptables de las fuerzas en los gatos y los alargamientos de los tendones, deben indicarse en los planos de diseño.

C.18.6.3 - Donde se pueda presentar pérdida del preesfuerzo en un elemento debido a la conexión a elementos adyacentes, esta pérdida de preesfuerzo debe tenerse en cuenta en el diseño.

C.18.7 - RESISTENCIA A FLEXION

C.18.7.1 - La resistencia de diseño a momento de los elementos a flexión debe calcularse por el método de la resistencia especificado en Título B de este Reglamento. Para el cálculo de resistencia de los tendones de preesfuerzo, $\mathbf{f_{ps}}$ debe sustituirse por $\mathbf{f_y}$.

C.18.7.2 - En lugar de una determinación más exacta de $\mathbf{f_{ps}}$, basada en la compatibilidad de deformaciones, pueden utilizarse los siguientes valores aproximados de $\mathbf{f_{ps}}$, siempre y cuando $\mathbf{f_{se}}$ no sea menor de $\mathbf{0.5\ f_{pu}}$:

(a) Para elementos con tendones de preesfuerzo adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right) \qquad \textbf{(C.18-3)}$$

En caso de que se tome en cuenta cualquier refuerzo que trabaje a compresión en el cálculo de f_{ps} en la ecuación C.18-3, el mínimo valor que puede utilizarse para el término

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$$

es 0.17 y d' no puede ser mayor de $0.15d_p$.

(b) Para elementos con tendones de preesforzado no adheridos y con una relación de luz a espesor de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \qquad \textbf{(C.18-4*)}$$

pero el valor de f_{ps} en la ecuación C.18-4 no debe tomarse mayor que f_{py} ni mayor que $(f_{se} + 4\,20)$.

(c) Para elementos con tendones de preesforzado no adheridos y con una relación de luz a espesor mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \qquad \textbf{(C.18-5*)}$$

pero el valor de f_{ps} en la ecuación C.18-5 no debe tomarse mayor que f_{py} ni mayor que $(f_{se} + 200)$.

C.18.7.3 - Puede considerarse que el refuerzo no preesforzado, que cumpla con C.3.5.3, utilizado en combinación con tendones de preesfuerzo, contribuye a la resistencia a tracción y puede incluirse en los cálculos de resistencia a momento con un esfuerzo igual a su resistencia a la fluencia f_y. Otros refuerzos no preesforzados pueden ser incluidos en los cálculos de resistencia solamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

C.18.8 - LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS A FLEXION

C.18.8.1 - Las cuantías del refuerzo preesforzado y no preesforzado que se utilizan para el cálculo de la resistencia a momento de un elemento, exceptuando lo establecido en C.18.8.2, deben ser tales que ω_p, $[\omega_p+(d/d_p)(\omega-\omega')]$ o $[\omega_{pw}+(d/d_p)(\omega-\omega'_w)]$ no sean mayores de $0.36\beta_1$.

C.18.8.2 - Cuando la cuantía del refuerzo sea mayor de la especificada en C.18.8.1, la resistencia de diseño a momento no debe exceder la resistencia a momento obtenida a partir de la porción de compresión del par de momento.

C.18.8.3 - La cantidad total del refuerzo preesforzado y no preesforzado debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada al menos 1.2 veces la carga de fisuración calculada con base en el módulo de ruptura f_r, especificado en C.9.5.2.2, con la excepción de elementos a flexión con resistencias al corte y a la flexión por lo menos del doble de las requeridas por C.9.2.

C.18.9 - REFUERZO ADHERIDO MINIMO

C.18.9.1 - Debe suministrarse un área mínima de refuerzo adherido en todos los elementos a flexión con tendones de preesfuerzo no adheridos tal como se exige en C.18.9.2 y C.18.9.3.

C.18.9.2 - Exceptuando lo establecido en C.18.9.3, el área mínima de refuerzo adherido debe calcularse como:

$$A_s = 0.004\ A \qquad \textbf{(C.18-6)}$$

C.18.9.2.1 - El refuerzo adherido solicitado por la ecuación C.18-6 debe distribuirse uniformemente sobre la zona a tracción precomprimida y tan cerca como sea posible a la fibra extrema a tracción.

C.18.9.2.2 - El refuerzo adherido debe utilizarse obligatoriamente, sean cuales fueren las condiciones de esfuerzos bajo cargas de servicio.

C.18.9.3 - Para losas macizas en dos direcciones, que se definen como losas sólidas de espesor uniforme, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben ser como sigue:

C.18.9.3.1 - No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto, al nivel de cargas de servicio, (después de descontar todas las pérdidas de preesfuerzo) sea inferior a $(1/6)\sqrt{f'_c}$.

C.18.9.3.2 - En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto al nivel de cargas de servicio, exceda $(1/6)\sqrt{f'_c}$, el área mínima de refuerzo adherido debe calcularse por:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y} \qquad \textbf{(C.18-7)}$$

donde la resistencia a la fluencia de diseño f_y no debe exceder 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse uniformemente sobre la zona de tracción precomprimida tan cerca como sea posible de la fibra extrema a tracción.

C.18.9.3.3 - En las zonas de momento negativo en los apoyos de columna, el área mínima de refuerzo adherido en cada dirección debe calcularse por:

$$A_s = 0.00075\ h\ \ell \qquad \textbf{(C.18-8)}$$

donde ℓ es la longitud de la luz en la dirección paralela a la del refuerzo que se está determinando. El refuerzo adherido que solicita la ecuación C.18-8 debe distribuirse dentro de un ancho de losa conformado por líneas que están a una distancia $1.5h$ por fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse al menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder 300 mm.

C.18.9.4 - La longitud mínima del refuerzo adherido requerido por C.18.9.2 y C.18.9.3, debe ajustarse a:

C.18.9.4.1 - En las zonas de momento positivo, la longitud mínima del refuerzo adherido debe ser 1/3 de la longitud de la luz libre y debe estar centrada dentro de la zona de momento positivo.

C.18.9.4.2 - En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe extenderse hasta 1/6 de la luz libre a cada lado del apoyo.

C.18.9.4.3 - Donde se coloque refuerzo adherido para resistencia a flexión de acuerdo con C.18.7.3, o para condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con C.18.9.3.2, la longitud mínima además debe cumplir las disposiciones del Capítulo C.12.

C.18.10 - ESTRUCTURAS ESTATICAMENTE INDETERMINADAS

C.18.10.1 - Los pórticos y estructuras de concreto preesforzado donde haya continuidad deben diseñarse para que su comportamiento sea satisfactorio bajo condiciones de carga de servicio, y para que además tengan una resistencia adecuada.

C.18.10.2 - El comportamiento bajo condiciones de carga de servicio debe determinarse por medio de un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesfuerzo, flujo

plástico, retracción de fraguado, cambios de temperatura, deformación axial, restricciones de los elementos estructurales conectados, y asentamientos de la cimentación.

C.18.10.3 - Los momentos que se utilicen para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesfuerzo (con un coeficiente de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas mayoradas de diseño. La suma de estos momentos puede ajustarse tal como se permite en C.18.10.4.

C.18.10.4 - REDISTRIBUCION DE MOMENTOS NEGATIVOS DEBIDO A CARGAS DE GRAVEDAD EN ELEMENTOS CONTINUOS PREESFORZADOS A FLEXION - La redistribución de momentos negativos debidos a las cargas de gravedad en elementos preesforzados continuos a flexión, deben obedecer a las siguientes pautas:

C.18.10.4.1 - Donde se coloque refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con C.18.9.2, los momentos negativos calculados por la teoría elástica para cualquier suposición de distribución de carga pueden aumentarse o disminuirse hasta en:

$$r = 20\left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')}{0.36\beta_1}\right] \qquad \textbf{(C.18-9)}$$

C.18.10.4.2 - Los momentos negativos modificados deben utilizarse para calcular los momentos en las secciones dentro de las luces para la misma distribución de carga.

C.18.10.4.3 - La redistribución de momentos negativos puede hacerse únicamente cuando la sección en la cual se reduce el momento esté diseñada de tal manera que la que ω_p, $[\omega_p+(d/d_p)(\omega-\omega')]$ o $[\omega_{pw}+(d/d_p)(\omega-\omega'_w)]$, el que sea aplicable, no exceda $0.24\beta_1$.

C.18.11 - ELEMENTOS A COMPRESION Y A FLEXION Y COMPRESION COMBINADAS

C.18.11.1 - Los elementos de concreto preesforzado sometidos a flexión y fuerzas axiales combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben dimensionarse utilizando el método de la resistencia para elementos sin preesfuerzo. En el diseño deben incluirse los efectos del preesfuerzo, flujo plástico, retracción de fraguado y variaciones de temperatura.

C.18.11.2 - LIMITES PARA EL REFUERZO EN ELEMENTOS PREESFORZADOS A COMPRESION - Los elementos cuyo preesfuerzo promedio f_{pc} sea menor de 1.5 MPa, deben tener un refuerzo mínimo de acuerdo con C.10.9.1 y C.10.9.2 y C.7.10, para columnas, o C.14.3 para muros.

C.18.11.2.1 - Con la excepción de los muros, los elementos con un preesfuerzo promedio f_{pc} mayor o igual a 1.5 MPa, deben tener todos los tendones de preesfuerzo confinados por espirales o estribos de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las espirales deben cumplir lo estipulado en C.7.10.2.
(b) Los estribos deben ser al menos de barra Nº 3 (3/8”), ó 10M (10 mm) o malla electrosoldada de alambre de área equivalente, y tener un espaciamiento a lo largo del eje del elemento menor de 48 diámetros de la barra, o alambre, del estribo, o la menor dimensión del elemento a compresión.
(c) El primer estribo debe localizarse con un espaciamiento igual a la mitad del prescrito en los literales anteriores, (a) y (b), medido a partir del plano superior de la zapata, y debe extenderse la colocación hasta un plano también distante en no más de media separación contada a partir de la armadura inferior más baja de los elementos que se apoyen encima.
(d) Donde haya vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, los estribos pueden terminarse a una distancia no mayor de 75 mm, por debajo del refuerzo más bajo de tales vigas o ménsulas.

C.18.11.2.2 - Para muros con un preesfuerzo promedio f_{pc} igual o mayor a 1.5 MPa, el refuerzo mínimo que requiere C.14.3 puede dispensarse si el análisis estructural indica una resistencia y una estabilidad adecuadas.

C.18.12 - SISTEMAS DE LOSAS PREESFORZADAS

C.18.12.1 - En sistemas de losas preesforzadas, reforzadas para flexión en más de una dirección, los momentos y cortantes mayorados deben determinarse de acuerdo con los requisitos de C.13.7 (exceptuando C.13.7.7.2 y C.13.7.7.3) o por otro procedimiento de diseño más elaborado.

C.18.12.2 - La resistencia a momento de las losas preesforzadas en cada una de sus secciones debe ser al menos igual a la resistencia requerida por C.9.2 y C.9.3 y por C.18.10.3 y C.18.10.4. La resistencia a cortantes en los apoyos de columna de las losas preesforzadas debe ser al menos igual a la resistencia requerida por C.9.2, C.9.3, C.11.1, C.11.12.2 y C.11.12.6.2.

C.18.12.3 - Deben cumplirse todas las limitaciones de funcionamiento al nivel de cargas de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones, teniendo en cuenta los factores enumerados en C.18.10.2.

C.18.12.4 - Para cargas vivas normales uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones de preesfuerzo o de los grupos de tendones, en una dirección no puede exceder 8 veces el espesor de la losa, ni 1.50 m. El espaciamiento de los tendones debe ser tal que provea un esfuerzo promedio mínimo de 0.9 MPa (después de haber tomado en cuenta las pérdidas de preesfuerzo) en la sección de losa aferente al tendón o grupo de tendones. Un mínimo de dos tendones debe colocarse en cada dirección a través de la sección crítica para cortante sobre las columnas. Deben realizarse consideraciones especiales acerca del espaciamiento de los tendones en losas donde haya cargas concentradas.

C.18.12.5 - En losas donde se utilicen tendones preesforzados no adheridos, debe colocarse refuerzo adherido de acuerdo con los requisitos de C.18.9.3 y C.18.9.4.

C.18.12.6 - En losas izadas (lift slab) el refuerzo adherido de la parte inferior de la losa debe detallarse siguiendo C.13.5.8.5.

C.18.13 - ZONAS DE ANCLAJE DE TENDONES

C.18.13.1 - En las zonas de anclaje de tendones, debe colocarse refuerzo, cuando se requiera, para resistir los efectos inducidos por los anclajes del tendón. Las regiones donde haya un cambio abrupto de sección deben reforzarse adecuadamente.

C.18.13.2 - Deben utilizarse bloques extremos cuando se requiera por efectos del apoyo o para distribuir las fuerzas concentradas de preesfuerzo.

C.18.13.3 - Los anclajes de postensado y el concreto que les da soporte, deben diseñarse para resistir la máxima fuerza en el gato a la resistencia del concreto en el momento del tensionamiento.

C.18.13.4 - Las zonas de anclaje del preesfuerzo deben diseñarse para desarrollar la resistencia a tracción última garantizada de los tendones de preesfuerzo, utilizando un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0.90$ para el concreto.

C.18.14 - PROTECCION CONTRA LA CORROSION DE TENDONES DE PREESFUERZO NO ADHERIDOS

C.18.14.1 - Los tendones no adheridos deben recubrirse completamente con material adecuado para garantizar su protección contra la corrosión.

C.18.14.2 - La envoltura de los tendones debe ser continua sobre toda la longitud no adherida, y debe impedir el paso de pasta de cemento o la pérdida de materiales de recubrimiento durante la colocación del concreto.

C.18.14.3 - Los tendones no adheridos con un solo torón deben protegerse contra la corrosión de acuerdo con los requisitos de las “Especificaciones para tendones no adheridos de un solo torón”, revisadas en Julio de 1993, publicadas por el Post - Tensioning Institute.

C.18.15 - DUCTOS DE POSTENSADO

C.18.15.1 - Los ductos para los tendones inyectados con lechada así como para los no adheridos, deben ser a prueba de fuga de mortero y a prueba de reacción con el concreto de los tendones o con el material de relleno.

C.18.15.2 - Los ductos para los tendones inyectados con lechada, de un solo alambre, torón o barra, deben tener un diámetro interior, al menos, 6.6 mm mayor que el diámetro del tendón.

C.18.15.3 - Los ductos para los tendones, inyectados con lechada, de varios torones, cables, o barras deben tener un área transversal, por lo menos, 2 veces mayor que el área neta de los tendones.

C.18.15.4 - Los ductos deben mantenerse libres de agua en el caso de que los elementos que se vayan a inyectar con lechada puedan estar expuestos a temperaturas por debajo del punto de congelación antes de la inyección de la lechada.

C.18.15.5 - Los cables de postensionamiento, sus ductos y anclajes deben sujetarse firmemente al hierro de refuerzo y la formaleta para evitar desplazamiento durante la colocación del concreto.

C.18.15.6 - Los cables deben colocarse con una tolerancia de 5 mm en secciones de concreto de 150 mm o menos de espesor; de 10 mm en secciones de concreto mayores de 150 mm y menores de 500 mm de espesor; y de 13 mm en dimensiones de concreto de más de 500 mm de espesor. En losas la tolerancia horizontal de colocación de los cables no debe exceder 25 mm por cada 5 m de longitud del cable.

C.18.15.7 - Antes de fundir el concreto deben examinarse los ductos de los cables y deben repararse los desperfectos que puedan encontrarse.

C.18.16 - LECHADA PARA TENDONES DE PREESFUERZO ADHERIDOS

C.18.16.1 - La lechada debe consistir en cemento portland y agua, o cemento portland, arena y agua.

C.18.16.2 - Los materiales para lechada deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) El cemento portland debe cumplir con lo especificado en C.3.2.
(b) El agua debe cumplir con lo estipulado en C.3.4.
(c) La arena, si se utiliza, debe cumplir con la norma NTC 2240 (ASTM C144), excepto que la granulometría puede modificarse, según sea necesario, para obtener una trabajabilidad satisfactoria.
(d) Pueden utilizarse aditivos que cumplan con C.3.6 y de los cuales se conozca que no tienen efectos nocivos sobre la lechada, el acero, o el concreto. No pueden utilizarse cloruros.

C.18.16.3 - DOSIFICACION DE LA LECHADA - Las proporciones de los materiales para la lechada deben basarse en uno de los siguientes criterios:

(a) Resultados de ensayos efectuados sobre la lechada fresca y humedecida antes de empezar las operaciones de colocación de la misma, o
(b) experiencia documentada con materiales y equipos similares y bajo condiciones de campo comparables.

C.18.16.3.1 - El cemento que utilice la obra debe corresponder a aquel en el cual haya basado la dosificación de la lechada.

C.18.16.3.2 - El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la lechada; sin embargo, la relación agua-cemento no debe exceder de 0.45 por peso.

C.18.16.3.3 - No debe agregarse agua para aumentar la fluidez de la lechada cuya trabajabilidad haya disminuído por la demora en el uso.

C.18.16.4 - MEZCLADO Y BOMBEO DE LA LECHADA - La lechada debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y una agitación mecánica continuas y que produzca una distribución uniforme de los materiales; debe

pasarse a través de tamices, y bombearse de una manera tal que llene completamente los conductos de los tendones.

C.18.16.4.1 - La temperatura de los elementos en el momento de la inyección de la lechada debe estar por encima de los 2º C y se debe mantenerse por encima de ésta hasta que los cubos de lechada de 50 mm, curados en el campo, alcancen una resistencia mínima a la compresión de 6 MPa.

C.18.16.4.2 - La temperatura de la lechada no debe estar por encima de los 32º C durante el mezclado y el bombeo.

C.18.17 - PROTECCION PARA LOS TENDONES DE PREESFUERZO

C.18.17.1 - Las operaciones de quemado o soldadura en la vecindad de los tendones de preesfuerzo, deben hacerse con cuidado evitando que los tendones se vean sometidos a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, u obren como polo a tierra.

C.18.18 - APLICACION Y MEDIDA DE LA FUERZA DEL PREESFUERZO

C.18.18.1 - La fuerza del preesfuerzo debe determinarse por los dos métodos siguientes:

(a) Medida del alargamiento del tendón. El alargamiento requerido debe determinarse con base en las curvas promedio de carga-alargamiento para los tendones de preesfuerzo que se utilicen.
(b) Observaciones de la fuerza en el gato por medio de un manómetro calibrado, celda de carga, o dinamómetro calibrado.

La causa de cualquier diferencia en los valores de la fuerza obtenidos de acuerdo con (a) y (b) que exceda del 5% para elementos pretensados y de 7% para elementos postensados, debe investigarse y corregirse.

C.18.18.2 - Cuando la transferencia del preesfuerzo del banco de tensionamiento al concreto se logre mediante corte de los tendones de preesfuerzo con soplete de acetileno, los puntos de corte y la secuencia de los cortes debe determinarse previamente para evitar esfuerzos temporales indeseables.

C.18.18.3 - Los tramos largos de los torones preesforzados que queden expuestos, deben cortarse cerca del elemento para minimizar el impacto sobre el concreto.

C.18.18.4 - La pérdida total de preesfuerzo debida a tendones rotos no reemplazados, no debe exceder del 2% del preesfuerzo total.

C.18.19 - ANCLAJES Y ACOPLES DE POSTENSADO

C.18.19.1 - Los anclajes y acoples para tendones de preesfuerzo adheridos y no adheridos, deben desarrollar al menos 95% de la resistencia nominal a la rotura de los tendones, cuando se ensayen en una condición no adherida, sin exceder el corrimiento previsto del anclaje. Los anclajes y acoples para tendones de preesfuerzo adheridos, deben localizarse de tal manera que sea posible desarrollar el 100% de la resistencia nominal a la rotura de los tendones, en las secciones críticas después de que los tendones estén adheridos al elemento.

C.18.19.2 - Los acoples deben colocarse en áreas aprobadas por el Ingeniero Diseñador y encerrarse en nichos suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

C.18.19.3 - En la construcción no adherida que esté sometida a cargas repetidas, debe prestarse especial atención a la posibilidad de fatiga en los anclajes y acoples.

C.18.19.4 - Los anclajes y las conexiones de los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

CAPITULO C.19
PRUEBAS DE CARGA

C.19.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{D}$ = carga muerta o sus efectos.

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.

$\mathbf{h}$ = espesor total del elemento, expresado en mm.

$\mathbf{L}$ = carga viva o sus efectos.

ℓ_t = luz del elemento al que se le realiza la prueba de carga (la luz más corta en las losas que trabajan en dos direcciones). La luz de un elemento, excepto para voladizos, es la distancia entre los centros de los apoyos, o la distancia libre entre ellos, más el espesor del elemento, la que sea menor, expresada en mm. Para voladizos es el doble de la distancia desde el apoyo hasta el extremo del voladizo, en mm.

Δ_{max} = máxima deflexión medida de un elemento bajo la carga de ensayo, con respecto a la línea que une los extremos de la luz, o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, expresada en mm (véase la ecuación C.19-1).

$\Delta_{r\,max}$ = deflexión residual de un elemento después de retirar la carga de ensayo, con respecto a la línea que une los extremos de la luz, o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, expresada en mm (véanse las ecuaciones C.19-2 y C.19-3).

$\Delta_{f\,max}$ = máxima deflexión medida de un elemento en la repetición de la prueba de carga y causada por la carga de ensayo, con respecto a la línea que une los extremos de la luz, o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, expresada en mm (véase la ecuación C.19-3).

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia definido en C.9.3 y en C.19.2.5 para efectos de la aplicación del presente Capítulo.

C.19.1 - EVALUACION DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES

C.19.1.1 - Cuando existan dudas de que una estructura, o parte de ella, no cumpla los requisitos de seguridad de este Reglamento, el Ingeniero Diseñador, o el Supervisor Técnico, pueden ordenar la realización de una evaluación de la resistencia de la estructura, la cual debe ajustarse a los requisitos del presente Capítulo.

C.19.1.2 - Si los efectos de la deficiencia en resistencia corresponden a fenómenos adecuadamente entendidos dentro de la mecánica estructural y el concreto estructural, y es posible determinar las dimensiones y propiedades de los materiales requeridas para poder realizar una evaluación analítica, se permite realizar la evaluación de la resistencia de la estructura por medio de análisis. La información requerida acerca de la estructura debe determinarse de acuerdo con los requisitos de C.19.2.

C.19.1.3 - Si los efectos de la deficiencia en resistencia no corresponden a fenómenos bien entendidos, o no es posible determinar las dimensiones y propiedades de los materiales requeridas por medio de mediciones, debe realizarse además de la evaluación analítica, una prueba de carga de la estructura, o la porción afectada, para que ésta pueda ser utilizada o pueda permanecer en servicio.

C.19.1.4 - Si la duda acerca de la seguridad de la estructura, o parte de ella, incluye fenómenos de deterioro progresivo, y el comportamiento observado durante la prueba de carga cumple con los criterios de aceptación dados en el presente Capítulo, se puede permitir el uso de la estructura, o de la porción afectada, por un período de tiempo que se debe indicar explícitamente. La definición del período de tiempo debe basarse en consideraciones acerca de:

(a) la naturaleza del problema,
(b) los efectos ambientales,
(c) el efecto de las cargas de uso,
(d) la historia de la estructura en condiciones de servicio, y
(e) el alcance del programa de inspección periódica.

Una vez se agote el período de uso permitido a la estructura, para que ésta pueda continuar en servicio deben realizarse nuevas evaluaciones acerca de su resistencia y seguridad.

C.19.2 - DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES REQUERIDAS

C.19.2.1 - Deben determinarse las dimensiones de los elementos estructurales en las secciones críticas de estos elementos.

C.19.2.2 - La localización y tamaños de las barras de refuerzo, mallas electrosoldadas y torones de preesfuerzo deben determinarse por medio de mediciones. La localización de los refuerzos puede definirse utilizando los planos disponibles de la estructura, siempre y cuando se realicen algunas verificaciones en la estructura que permitan confirmar que la construcción se realizó de acuerdo con los planos disponibles.

C.19.2.3 - Las resistencias de los concretos utilizados deben basarse en resultados ensayos de cilindros o de núcleos extraídos de la porción de la estructura donde exista la duda. La resistencia del concreto, $\mathbf{f'_c}$, debe determinarse de acuerdo con los requisitos de C.5.6.4.

C.19.2.4 - La resistencia de los aceros de refuerzo o de los tendones de preesfuerzo debe basarse en ensayos a tracción de muestras representativas de los materiales empleados en la estructura. Se requieren por lo menos tres muestras por cada tipo de refuerzo que afecte el problema bajo investigación. Si las muestras son extraídas de la estructura, éstas deben provenir de lugares en los cuales la extracción no afecte la seguridad de la estructura.

C.19.2.5 - Si las dimensiones y las propiedades de los materiales se determinan por medio de mediciones en la estructura y ensayos de los materiales de ella, y la evaluación analítica se realiza de acuerdo con la sección C.19.1.2, se permite incrementar el valores de los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, sin exceder los valores dados a continuación:

Flexión sin fuerza axial ..... $\phi \leq \mathbf{1.00}$

Tracción axial y tracción axial con flexión ..... $\phi \leq \mathbf{1.00}$

Compresión axial y compresión axial con flexión

Elementos con refuerzo en espiral que cumple los requisitos de C.10.9.3 ..... $\phi \leq \mathbf{0.90}$

Otros elementos ..... $\phi \leq \mathbf{0.85}$

Cortante y Torsión ..... $\phi \leq \mathbf{0.90}$

Esfuerzos de contacto en el concreto ..... $\phi \leq \mathbf{0.85}$

C.19.3 - PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE CARGA

C.19.3.1- DISPOSICION DE LA CARGA - El número y definición de las luces o paneles de losa que se cargan, debe seleccionarse de tal manera que se obtengan las deflexiones y esfuerzos máximos en las regiones críticas de los elementos estructurales cuya resistencia está en duda. Debe emplearse más de una disposición de la carga del ensayo si una sola disposición no conduce simultáneamente a valores máximos de los efectos tales como deflexiones, rotaciones y esfuerzos, necesarios para demostrar la bondad de la estructura.

C.19.3.2 - CARGA MUERTA - Cuando se trate de edificaciones no terminadas, o en construcción, con una anticipación no menor de cuarenta y ocho horas a la iniciación del ensayo de carga, debe aplicarse una carga que simule el efecto de la parte de las cargas muertas que todavía no actúan en la estructura y dejarla colocada hasta que termine el ensayo en su totalidad.

C.19.3.3 - INTENSIDAD DE LA CARGA - La carga a emplear en la prueba de carga, incluyendo la carga muerta que ya esté colocada, no debe ser menor que:

$$0.85(1.4\,D + 1.7\,L)$$

Se permite disminuir la carga viva, L, en la cantidad que permitan los requisitos de B.4.5.1.

C.19.3.4 - EDAD DE LA ESTRUCTURA - No se debe realizar la prueba de carga hasta que la porción de la estructura tenga al menos 56 días de haberse vaciado el concreto. Si el Ingeniero Diseñador, el Supervisor Técnico, el constructor de la estructura, y el propietario están de acuerdo, la prueba de carga puede hacerse a una fecha más temprana.

C.19.4 - SECUENCIA DE MEDICIONES Y COLOCACION DE LA CARGA

C.19.4.1 - Con anterioridad, no mayor de una hora, a la colocación del primer incremento de carga deben obtenerse los valores iniciales de todas las mediciones tales como deflexiones, rotaciones, deformaciones, movimiento de los apoyos, longitud y espesor de las fisuras. Las mediciones deben hacerse en los lugares donde se esperan las máximas respuestas. Deben realizarse mediciones en lugares adicionales si así se requiere.

C.19.4.2 - La carga de la prueba debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

C.19.4.3 - Las cargas de prueba distribuidas deben aplicarse de una manera tal que garanticen la uniformidad de la carga que se transmite a los elementos que se ensayan. Debe evitarse que el material utilizado para producir la carga de prueba trabaje en forma de arco.

C.19.4.4 - Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta de la estructura dentro de la hora siguiente a la terminación de la aplicación de cada incremento de carga y 24 horas después de que se haya colocado el último incremento de carga a la estructura.

C.19.4.5 - Debe iniciarse el retiro de la carga de la prueba inmediatamente después de que se tomen las medidas de respuesta. La totalidad de la carga de la prueba debe haberse retirado dentro de las 24 horas siguientes a la realización de las mediciones de respuesta.

C.19.4.6 - Deben tomarse las mediciones finales 24 horas después de que se haya retirado la totalidad de la carga de ensayo.

C.19.5 - CRITERIO DE ACEPTACION DE LA PRUEBA DE CARGA

C.19.5.1 - Puede considerarse que la estructura es adecuada para carga vertical, cuando una vez realizada la prueba de carga, no presenta evidencia de falla y además se cumplen los requisitos dados en esta Sección. El descascaramiento y/o el aplastamiento del concreto en compresión debe considerarse como indicación de falla.

C.19.5.2 - Las deflexiones máximas deben cumplir una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_{max} \leq \frac{\ell_t^2}{20000\,h} \qquad \textbf{(C.19-1)}$$

$$\Delta_{r\,max} \leq \frac{\Delta_{max}}{4} \qquad \textbf{(C.19-2)}$$

Si las máximas deflexiones medidas no satisfacen las ecuaciones C.19-1 y C.19-2, se permite repetir la prueba de carga. La repetición de la prueba de carga puede llevarse a cabo no antes de 72 horas contadas a partir del retiro de la carga de la primera prueba. La segunda prueba de carga se considera satisfactoria si:

(a) la porción ensayada de la estructura no muestra evidencia de falla en la repetición del ensayo, y
(b) la recuperación de la deflexión cumple la condición:

$$\Delta_{r\,max} \leq \frac{\Delta_{f\,max}}{5} \qquad \textbf{(C.19-3)}$$

donde $\Delta_{f\,max}$ es la máxima deflexión medida durante la repetición de la prueba de carga.

C.19.5.3 - Los elementos estructurales ensayados no deben tener, ni presentar durante el ensayo, fisuras o grietas que indiquen inminencia de una falla por cortante o tracción diagonal.

C.19.5.4 - En las regiones de los elementos estructurales que no dispongan de estribos o refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas con respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal más larga que la altura del elemento en el punto medio de la fisura, debe ser evaluada y puede considerarse razón válida para definir que no se cumplió con la prueba de carga.

C.19.5.5 - En las regiones donde se ancle el refuerzo, o haya empalmes de refuerzo por traslapo, la aparición a lo largo de la proyección del refuerzo en la superficie del elemento, de una serie de fisuras cortas e inclinadas, o de una fisura longitudinal, debe considerarse razón válida para definir que no se cumplió con la prueba de carga.

C.19.6 - PRECAUCIONES DE SEGURIDAD

C.19.6.1 - Las pruebas de carga deben realizarse tomando todas las precauciones posible para salvaguardar la vida de las personas que participen en ella. Además deben disponerse medidas que impidan el colapso parcial o total de la estructura en caso de presentarse una falla súbita durante el ensayo.

C.19.6.2 - Las medidas de seguridad que se tomen no deben interferir con el procedimiento de la prueba de carga ni deben afectar los resultados.

■

CAPITULO C.20
TANQUES Y COMPARTIMENTOS ESTANCOS

C.20.0 - NOMENCLATURA

f'_c = resistencia nominal a la compresión del concreto, en MPa.
$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal a la compresión del concreto, en MPa.
f_y = resistencia nominal del acero a la fluencia, en MPa.
z = parámetro que limita la distribución y separación del acero de refuerzo para flexión. (Véase C.10.6).

C.20.1 - GENERALIDADES

C.20.1.1 ALCANCE - El presente Capítulo cubre lo concerniente a tanques y compartimentos estancos tales como piscinas, albercas, etc., que hacen parte de edificaciones.

C.20.1.1.1 - Los requisitos dados en el presente Capítulo cubren estructuras construidas con concreto reforzado vaciado en sitio y concreto prefabricado. Los requisitos para tanques de concreto preesforzado se salen del alcance del presente Capítulo.

C.20.1.1.2 - En el diseño de estructuras propias de ingeniería ambiental y sanitaria los requisitos del presente Capítulo, pueden ser insuficientes, especialmente en lo que corresponde a la exposición a ambientes agresivos.

C.20.1.2 - PROPOSITO - El propósito de los presentes requisitos es el de establecer los métodos de diseño y construcción que permitan cumplir con los objetivos de seguridad estructural y además permitan que el concreto producido:

(a) cuente con un diseño tal que controle el agrietamiento y la fisuración para impedir el flujo de líquidos entre el interior del tanque y su exterior,

(b) sea lo suficientemente denso e impermeable para impedir la contaminación de los líquidos contenidos o que estos contaminen,

(c) provea la máxima resistencia a los elementos químicos contenidos en el líquido, y

(d) tenga superficies poco rugosas que minimicen la resistencia al flujo y permitan cumplir los objetivos de sanidad.

Debe tenerse especial cuidado en la construcción de este tipo de estructuras con el fin de evitar la corrosión del refuerzo y obtener un concreto lo más impermeable posible.

C.20.1.3 - DISEÑO Y ANALISIS - Las fuerzas de diseño para tanques y compartimentos estancos se determinan a partir de la profundidad y peso específico de los líquidos y/o sólidos contenidos, los empujes del suelo, los equipos que se instalen, las cargas vivas sobre sus tapas o cubiertas, y las cargas hidrodinámicas que adicionalmente se producen durante un sismo, tanto impulsivas como convectivas, asociadas a la inercia del líquido dentro del tanque. Debe tenerse especial cuidado con los efectos de impacto y vibración producidos por los equipos instalados. El análisis estructural debe ser lo suficientemente preciso y bien fundamentado para que describa adecuadamente el estado de esfuerzos esperado en la estructura. Debe tenerse especial cuidado en identificar las zonas potenciales de fisuración en el concreto con el fin de tomar las precauciones necesarias para evitar la corrosión del acero de refuerzo y la pérdida de impermeabilidad. La buena calidad de la información geotécnica para la fundación de tanques apoyados sobre el terreno es de fundamental importancia para poder evitar asentamientos diferenciales que puedan causar fisuración. Los métodos de diseño se fundamentan en la obtención de la resistencia adecuada de la estructura. No obstante, debe realizarse una verificación al nivel de esfuerzos de servicio con el fin de poder garantizar el funcionamiento adecuado de la estructura. Además debe considerarse la condición de carga derivada de desagües obturados y tanque rebosando.

C.20.1.4 - IMPERMEABILIDAD - La capacidad de la estructura para retener líquidos se puede garantizar, dentro de límites razonables, si:

(a) La mezcla de concreto utilizada está adecuadamente dosificada y el concreto se consolida sin segregación.

(b) Se limita el ancho de las fisuras en la cara de concreto en contacto con el agua, usando los métodos prescritos en C.10.6.4 y restringiendo el coeficiente **z** allí empleado, a un valor máximo de 17 MN/m. Además se debe cumplir estrictamente con los recubrimientos indicados en C.20.2.2.

(c) Se disponen juntas de construcción, y de expansión, con separaciones y diseños adecuados,

(d) Se utilizan elementos de junta y empalmes adecuados para evitar las fugas, y

(e) el refuerzo, en las cantidades apropiadas, se dispone y coloca adecuadamente.

C.20.1.4.1- *Relaciones agua-material cementante* - La impermeabilidad del concreto aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones agua-material cementante lo más bajas posibles que permitan una trabajabilidad adecuada y una buena compactación.

C.20.1.4.2- *Superficie del concreto* - El tratamiento que se de a la superficie del concreto contribuye a la impermeabilidad cuando se utilizan acabados con llana y formaletas lo más lisas posibles.

C.20.1.4.3- *Aire incorporado* - La utilización de incorporadores de aire en el concreto fresco reduce la segregación del concreto y aumenta la trabajabilidad, mejorando la impermeabilidad del mismo. Las dosificaciones de los incorporadores de aire deben ser verificadas cuidadosamente en obra para evitar descensos en la resistencia del concreto. El porcentaje de aire incorporado, en caso de utilizarse, no debe ser menor del 4%, ni mayor del 6%.

C.20.1.3.4- *Distribución del refuerzo* - La fisuración puede minimizarse por medio de un buen diseño del refuerzo, teniendo especial cuidado en la selección de los diámetros, y su distribución y separación.

C.20.1.4.5- *Retracción de fraguado* - Es inevitable que ocurra la retracción de fraguado, no obstante, deben tomarse todas las precauciones para minimizarla por medio de relaciones agua-material cementante apropiadas, suficiente refuerzo para retracción, disposición de juntas adecuadas y principalmente un buen curado del concreto.

C.20.1.5 - DURABILIDAD - Deben cumplirse los requisitos del Capítulo C.4 con el fin de garantizar una durabilidad apropiada del concreto.

C.20.2 - CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

C.20.2.1 - CARGAS - La cargas y fuerzas de diseño son las indicadas en el Título B del Código. Debe tenerse especial cuidado al definir los valores de las presiones de los líquidos, de los empujes del suelo y de todas las fuerzas producidas por el funcionamiento de la estructura y de los eventuales equipos sobre ella.

C.20.2.1.1 - Los efectos de las presiones del agua freática deben ser tenidos en cuenta en el diseño, especialmente las subpresiones sobre los tanques desocupados. Deben tomarse precauciones para evitar la falla del tanque por efectos de flotación, disponiendo lastres adecuados. Igualmente, y de no contar con un drenaje adecuado, debe considerarse el efecto que eventuales fugas puedan tener en la evaluación del nivel freático.

C.20.2.1.2 - En los tanques enterrados a los que se les pruebe su estanqueidad antes de realizar su relleno exterior, debe contemplarse esta condición en su diseño estructural.

C.20.2.2 - RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO - Como mínimo deben utilizarse los recubrimientos para el refuerzo indicados a continuación:

	Recubrimiento mínimo
Losas y viguetas:	
Refuerzo inferior y superior para condiciones secas	20 mm
Superficies en contacto permanente con el agua, la intemperie o la tierra, o losas que soportan rellenos de tierra:	
Barras Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm), y menores	40 mm
Barras Nº 6 (3/4”) ó 18M (18 mm), y mayores	50 mm
Vigas y columnas:	
Para condiciones secas	
Estribos y espirales	40 mm
Refuerzo principal	50 mm
Expuesto o en contacto permanente con el agua, la intemperie o la tierra:	
Estribos y espirales	50 mm
Refuerzo principal	65 mm
Muros y paredes:	
Para condiciones secas	20 mm
Expuesto o en contacto permanente con el agua, la intemperie o la tierra:	
Tanques circulares con tracción anular	55 mm
Otros tanques	50 mm
Zapatas y losas de fundación:	
Todas la superficies vaciadas y en contacto permanente con la tierra	75 mm
Otros refuerzos, como en losas.	

C.20.2.3 - ESPESOR MINIMO DE MUROS Y LOSAS - El espesor mínimo de los muros y losas está controlado por el recubrimiento mínimo requerido para el refuerzo y por las consideraciones de resistencia e impermeabilidad. No deben emplearse espesores menores de 200 mm; y los muros y losas con alturas libres o luces mayores de 3.50 m deben tener un espesor mínimo de 250 mm.

TABLA C.20-1
CUANTIAS MINIMAS DE RETRACCION DE FRAGUADO Y VARIACION DE TEMPERATURA

Separación entre juntas de disipación de retracción, o variación de temperatura, en m	f_y = 240 MPa	f_y = 420 MPa
≤ 6	0.0028	0.0028
7	0.0032	0.0028
8	0.0036	0.0028
9	0.0041	0.0033
10	0.0044	0.0035
11	0.0047	0.0037
12	0.0052	0.0041
13	0.0053	0.0042
14	0.0054	0.0044
15	0.0056	0.0046
16	0.0057	0.0047
17	0.0058	0.0048
≥ 18	0.0060	0.0050

C.20.2.4 - REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA - El refuerzo de retracción y temperatura deben ser barras corrugadas al menos Nº 3 (3/8”) ó 10 M (10 mm) para muros y losas de 200 mm de espesor y Nº 4 (1/2”) ó 12M (12 mm) para muros y losas de más de 200 mm de espesor. La separación máxima del refuerzo es de 300 mm centro a centro en cada cara.

La cuantía de refuerzo de retracción y variación de temperatura calculada sobre el área bruta de la sección, es función de la separación entre juntas de disipación de retracción en la dirección del refuerzo, según se indica en la tabla C.20-1. No se deben emplear cuantías inferiores a las especificadas en la tabla C.20-1 en ningún caso.

C.20.3 - DISEÑO ESTRUCTURAL

C.20.3.1 - GENERAL - El diseño estructural de tanques y otros compartimentos estancos debe realizarse para los estados límites de resistencia y funcionamiento, tal como los define el Capítulo C.8. El diseño tiene como objetivo particular minimizar el agrietamiento y la fisuración, lo que da lugar a los requisitos adicionales indicados a continuación.

C.20.3.2 - METODOLOGIA DE DISEÑO - El diseño estructural para flexión puede realizarse por cualquiera de los dos métodos aceptados por el Título C:

(a) el método de la resistencia, tal como lo define el Título B, y aplicando los principios enunciados en los Capítulos C.9 y C.10, y

(b) el método de los esfuerzos de trabajo, tal como los define el Título B y siguiendo los principios enunciados en el Apéndice C-A (Este método solo se permite para el diseño en flexión).

C.20.3.3 - METODO DE LA RESISTENCIA - Se deben utilizar los coeficientes de carga indicados en B.2.4 con las siguientes excepciones:

(a) el coeficiente de carga para fluidos, **F**, debe ser **1.7** en vez del indicado en B.2.4.4,

(b) el resultado de las ecuaciones de combinación de carga, **U**, dadas en B.2.4.2, cuando se utilicen para determinar refuerzo de flexión, debe ser multiplicado por **1.3**,

(c) en los cálculos para determinar el refuerzo en situaciones de tracción axial, incluyendo los esfuerzos de tracción anulares en tanques circulares, la resistencia requerida debe ser **1.65 U**,

(d) cuando se utilizan las combinaciones de carga de B.2.4.2 en el diseño de refuerzo para cortante, el exceso de cortante requerido por encima del que resiste el concreto, ϕv_c, debe ser multiplicado por **1.3**, y

(e) en el cálculo de la determinación de la región de compresión por flexión, para cargas axiales de compresión, y para todas las fuerzas que son soportadas por el concreto, la resistencia requerida debe ser **1.0 U**.

C.20.3.4 - METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO - Cuando se utilice el método de los esfuerzos de trabajo para el diseño de elementos en flexión, deben seguirse los principios del Apéndice C-A y las combinaciones de carga indicadas en B.2.3. Los esfuerzos de trabajo para el concreto son los indicados en C.20.3.4.1, y los esfuerzos de trabajo para el acero de refuerzo son los indicados en C.20.3.4.2.

C.20.3.4.1 - ***Esfuerzos de trabajo para el concreto en tanques*** - Los esfuerzos de trabajo permitidos para el concreto en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados a continuación:

Fibra extrema en compresión ..... $0.45 f'_c$

Fibra extrema en tracción en zapatas y
muros de concreto simple ..... $0.13\sqrt{f'_c}$

Esfuerzos de contacto sobre el área total ..... $0.250 f'_c$

Esfuerzos de contacto sobre un tercio del área, o menos ..... $0.375 f'_c$

C.20.3.4.2 - ***Esfuerzos de trabajo para el acero de refuerzo en tanques*** - Los esfuerzos de trabajo permitidos para el acero en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados en la tabla C.20-2:

TABLA C.20-2
ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE REFUERZO

Diámetro barras	**Esfuerzo máximo admisible para esfuerzos de trabajo (MPa)**	
	f_y = 240 MPa	f_y = 420 MPa
Elementos en tracción directa (barra de todos los diámetros)	100	140
Nº 3 (3/8”) a Nº 5 (5/8”) 10M (10 mm) a 18M (18 mm)	140	190
Nº 6 (3/4”) a Nº 8 (1”) 20M (20 mm) a 25M (25 mm)	140	155
Nº 9 (1-1/8”) a Nº 11 (1-3/8”) 32M (32 mm)	140	148

C.20.3.5 - EMPALMES DEL REFUERZO - Los empalmes del refuerzo deben cumplir los requisitos del Capítulo C.12

C.20.3.6 - DISTRIBUCION DEL REFUERZO - El refuerzo de flexión debe cumplir los requisitos de C.10.6 respecto a su distribución y separación. El empleo en tanques y compartimentos estancos de la ecuación C.10-5, de C.10.6.4, debe realizarse para valores del parámetro **z** que no excedan 20.5 MN/m. Cuando se trate de tanques con contenidos especialmente agresivos para el concreto, deben utilizarse valores del parámetro z que no excedan 17 MN/m. No obstante los valores obtenidos, el refuerzo de flexión no puede tener separaciones mayores de 300 mm centro a centro.

C.20.4 - JUNTAS

C.20.4.1 - GENERAL - El concreto sufre cambios volumétricos debidos a la retracción de fraguado, el flujo plástico, y las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad. Con el fin de minimizar los efectos nocivos de estos cambios volumétricos, deben disponerse juntas y detalles especiales del acero de refuerzo. Las juntas deben estar

claramente marcadas en los planos y debe darse allí suficiente información para garantizar que la construcción se realice adecuadamente.

C.20.4.2 - JUNTAS PARA COMPENSAR MOVIMIENTOS - Deben cumplirse los siguientes requisitos en la definición de los tipos de junta a utilizar para compensar los cambios volumétricos y de geometría causados por la retracción de fraguado, el flujo plástico, las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad, y los asentamientos diferenciales:

C.20.4.2.1 - *Juntas de expansión* - Las juntas de expansión se utilizan para permitir la expansión y contracción del concreto durante el período de curado y durante el tiempo de servicio de la estructura para permitir cambios dimensionales debidos a las cargas y a los asentamientos diferenciales de la estructura, y cambios volumétricos debidos a variación de la temperatura. Las juntas de expansión pueden cumplir, además, la función de juntas de contracción y de construcción. En general las juntas de expansión deben localizarse cerca a los cambios abruptos de la geometría de la estructura. En las juntas de expansión de losas sobre el terreno debe tenerse especial cuidado con el efecto de restricción que ejerce el suelo. Las juntas de expansión deben ser capaces de transferir los esfuerzos cortantes a través de la junta, causados por las deflexiones diferenciales de los elementos adyacentes, y diseñarse de tal manera que puedan ocurrir movimientos en la junta sin afectarse su impermeabilidad. Las juntas de expansión deben tener algún tipo de relleno preformado y compresible, una barrera de caucho, neopreno, plástico u otro material que cumpla la función de impedir el paso del líquido contenido. Tanto el relleno como la barrera deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que se presenten en la junta. El refuerzo se debe terminar a 50 mm de la cara de la junta de expansión.

C.20.4.2.2 - *Barreras contra el paso del agua* - Las barreras pueden ser de caucho, de cloruro de polivinilo (PVC), acero, o de otro material. Las primeras se utilizan en juntas donde se esperan mayores movimientos. Para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de 9.5 mm y deben tener un ancho mínimo de 220 mm para juntas de expansión y de 150 mm para otras juntas, el cual se repartirá mitad y mitad entre los dos concretos al lado de la junta. Cuando sean de acero deben ser de platina de 6 mm (1/4”) y deben estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 75 mm y un doblez central cuyo tamaño dependerá del movimiento esperado.

C.20.4.2.3 - *Rellenos* - Los rellenos preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de segundo lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión. El elemento de relleno ideal debe ser capaz de resistir compresiones hasta de la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la junta se contraen. En general se utiliza corcho, neopreno, caucho, poliuretano (plástico espumoso o icopor), y otros materiales. La madera no puede utilizarse como relleno.

C.20.4.2.4 - *Juntas de contracción* - La función principal de las juntas de contracción, o de disipación de retracción, es la de reducir los esfuerzos producidos por la retracción de fraguado del concreto. Se utilizan dos tipos de juntas de contracción, de profundidad parcial o de profundidad total. Los requisitos para unas y otras son los siguientes:

(a) *de profundidad total* - En las juntas de contracción de profundidad total el refuerzo se suspende a 50 mm de la junta. En la cara del concreto que se vacía en primera etapa de la junta se coloca un compuesto que evite la adherencia de este concreto con el de segunda etapa. La junta debe tener una barrera del tipo indicado en C.20.4.2.2. Cuando se deba transferir esfuerzos cortantes de una lado al otro de la junta, pueden utilizarse barras de transferencia (dowels) engrasadas. La separación entre estas juntas no debe ser mayor a la indicada en la tabla C.20-1 para todas las cuantías mínimas anotadas allí.

(b) *de profundidad parcial* - Las juntas de contracción de profundidad parcial se utilizan cuando se desea transferir parte de los esfuerzos de tracción a través de la junta para amarrar las dos partes de la estructura. El refuerzo que pasa no puede ser más del 50 por ciento del refuerzo perpendicular a la junta. Estas juntas se deben espaciar a distancia del orden de las 2/3 partes de las juntas de profundidad total.

C.20.4.2.5 - *Juntas de construcción* - Las juntas de construcción no pueden considerase como juntas de expansión, a menos que se diseñen siguiendo los requisitos de C.20.4.2.1. Las juntas de construcción deben localizarse de tal manera que cumplan los siguientes requisitos:

(a) deben tener el menor efecto posible sobre la resistencia de la estructura, y

(b) deben separar la estructura en segmentos que faciliten su construcción.

Las juntas de construcción deben prepararse antes de vaciar el concreto de segunda etapa contra la junta, para garantizar una buena adherencia entre los concretos. Todo el refuerzo debe continuarse a través de la junta de construcción. En aquellos lugares donde la junta deba ser impermeable, debe colocarse una barrera contra el paso del agua, como las indicadas en C.20.4.2.2.

C.20.4.2.6 - *Llaves de cortante* - Las llaves de cortante, cuando se utilicen, deben diseñarse y construirse cuidadosamente con el fin de que no interfieran con las barreras contra el paso del agua.

C.20.5 - CONSTRUCCION

C.20.5.1 - GENERAL - A continuación se indican algunos requisitos generales de construcción de tanques y compartimentos estancos, adicionales a los dados en los Capítulos C.4 a C.7.

C.20.5.2 - AGREGADOS - Los agregados gruesos deben ser del mayor tamaño posible, iniciando con un tamaño efectivo máximo de 25 mm, sin exceder 1/5 de la menor dimensión entre caras de las formaletas, 1/3 del espesor de las losas, o 3/4 de la separación libre mínima entre barras de refuerzo. En general el uso de concreto bombeado incrementa las retracciones de fraguado y debe evitarse a menos que se tomen precauciones especiales.

C.20.5.3 - DOSIFICACION DE LAS MEZCLAS - Las mezclas de concreto deben dosificarse de tal manera que su relación agua-material cementante no exceda 0.45. El asentamiento máximo (slump), medido en el lugar de colocación del concreto, después de que ha sido transportado dentro de la obra, no debe ser menor de 25 mm para pisos, ni menores de 100 mm para muros. La masa de material cementante no debe ser menor de 330 kg/m^3, y la resistencia del concreto no debe ser menor de 24 MPa.

C.20.5.4 - COMPACTACION - Inmediatamente se coloque el concreto dentro de las formaletas, se debe proceder a su compactación por medio de vibradores con el fin de asegurar su densificación y evitar hormigueros.

C.20.5.5 - CURADO - El buen curado del concreto es fundamental en la obtención de concretos impermeables. En general el concreto debe mantenerse húmedo por el mayor tiempo posible después de que ha dejado de ser plástico, durante un período mínimo de siete días.

CAPITULO C.21
REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA MINIMA (*DMI*), MODERADA (*DMO*) Y ESPECIAL (*DES*), PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE

C.21.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_{ch}}$ = área de la sección de un elemento estructural, medida hasta la parte exterior del refuerzo transversal, en mm².

$\mathbf{A_{cp}}$ = área de la sección de concreto que resiste esfuerzos cortantes, de una porción de un muro estructural o de un segmento horizontal de muro, mm².

$\mathbf{A_{cv}}$ = área neta de la sección de concreto definida por el ancho del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante en estudio, mm².

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, en mm².

$\mathbf{A_j}$ = área efectiva dentro de un nudo, véase C.21.5.3, en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera el cortante en el nudo. La altura de la sección efectiva del nudo debe ser la altura total de la sección de la columna. En aquello casos en que una viga llega a un nudo que tiene un ancho mayor que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder al más pequeño de el ancho de la viga más la altura efectiva del nudo, o dos veces la distancia perpendicular más corta medida desde el eje longitudinal de la viga al lado de la columna, véase C.21.5.3.

$\mathbf{A_{sh}}$ = área total del refuerzo transversal, incluyendo estribos suplementarios, que existe en una distancia $\mathbf{s}$ y perpendicular a la dimensión $\mathbf{h_c}$, en mm².

$\mathbf{A_{vd}}$ = área total del refuerzo en diagonal, en cada grupo, en mm².

$\mathbf{b}$ = ancho efectivo del ala de compresión de una sección, en mm.

$\mathbf{b_w}$ = ancho del alma, o diámetro de una sección circular, en mm.

$\mathbf{d}$ = altura efectiva de la sección del elemento, en mm.

$\mathbf{d_b}$ = diámetro de la barra de refuerzo, en mm.

$\mathbf{E}$ = efecto de las fuerzas sísmicas, o las fuerzas internas y momentos causados por el sismo.

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.

$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.

$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, en MPa.

$\mathbf{f_{yh}}$ = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo transversal, en MPa.

$\mathbf{h_c}$ = dimensión de la sección del núcleo confinado de una columna medida centro a centro del refuerzo transversal de confinamiento que está más afuera en la sección, en mm.

$\mathbf{h_w}$ = altura total del muro estructural (o diafragma) o del segmento de muro bajo estudio, en mm.

ℓ_d = longitud de desarrollo de una barra recta de refuerzo.

ℓ_{dh} = longitud de desarrollo de una barra con un gancho estándar, como la define la ecuación C.21-5.

ℓ_0 = longitud mínima, medida a lo largo del eje longitudinal del elemento desde la cara del nudo, a lo largo de la cual debe colocarse refuerzo de confinamiento.

ℓ_w = longitud total del muro estructural (o diafragma) o del segmento de muro bajo estudio, que se considera en la dirección de la fuerza cortante.

$\mathbf{M_n}$ = resistencia nominal a momento flector de un elemento, con o sin fuerza axial, determinado utilizando las propiedades del elemento en la cara del nudo y con un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, igual a $\mathbf{1.0}$.

$\mathbf{M_{pr}}$ = resistencia probable a momento flector de un elemento, con o sin fuerza axial, determinado utilizando las propiedades del elemento en la cara del nudo y suponiendo que la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo es $\mathbf{1.25\ f_y}$ y con un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, igual a $\mathbf{1.0}$.

$\mathbf{M_s}$ = porción del momento de la losa en el apoyo que se equilibra con el momento del elemento de apoyo.

$\mathbf{P_o}$ = resistencia nominal para carga axial para excentricidad de cero.

$\mathbf{s}$ = espaciamiento del refuerzo transversal, medido a lo largo del eje longitudinal del elemento, en mm.

$\mathbf{s_0}$ = separación máxima del refuerzo transversal de confinamiento, en mm.

$\mathbf{v_c}$ = resistencia nominal a los esfuerzos cortantes contribuida por el concreto, en MPa (véase el Capítulo C.11).

$\mathbf{V_e}$ = fuerzas cortante de diseño, determinada siguiendo los requisitos de C.21.3.4 y C.21.4.5.

$\mathbf{V_n}$ = resistencia nominal para fuerza cortante.

$\mathbf{V_u}$ = fuerza cortante mayorada en la sección.

α = ángulo entre el refuerzo en diagonal y el eje longitudinal de la viga de enlace.

α_c = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto en la resistencia a fuerzas cortantes de un muro estructural. Véase la ecuación C.21-7.

ρ = cuantía de refuerzo de tracción no preesforzado.

$$= \frac{A_s}{b\,d}$$

ρ_g = cuantía de refuerzo longitudinal de la columna calculada sobre el área total de la sección.

ρ_n = cuantía del refuerzo para cortante distribuido en un plano perpendicular a A_{cv}.

ρ_s = cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, calculada como el cociente entre el volumen de acero en espiral y el volumen del núcleo de concreto confinado, medido hasta la parte exterior de la espiral.

ρ_v = cuantía del refuerzo de cortante, calculada como la proyección en A_{cv} del área del refuerzo de cortante, A_{sv}, que atraviesa el plano A_{cv}.

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (véase C.9.3).

C.21.1 - DEFINICIONES

Base de la estructura (“base of structure”) - Nivel al cual se supone que los movimientos sísmicos son transferidos al edificio. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Cercha o armadura estructural (“structural trusses”) - Ensamblaje de elementos de concreto estructural que trabajan primordialmente bajo cargas axiales.

Combinaciones de las cargas de diseño (“design load combinations”) - Combinaciones de las fuerzas y cargas mayoradas especificadas en B.2.4.

Concreto del recubrimiento (“shell concrete”) - Es el concreto localizado por fuera del refuerzo transversal de confinamiento.

Diafragmas estructurales (“structural diaphragms”) - Son conjuntos de elementos estructurales, tales como las losas de entrepiso o de cubierta, que transmiten las fuerzas inerciales a los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Elementos colectores (“collector elements”) - Elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema vertical de resistencia sísmica.

Elementos de amarre (“ties”) - Son elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales e impiden la separación entre componentes de la edificación tales como zapatas y muros. Elemento utilizado para dar continuidad alrededor de aberturas y huecos en un diafragma.

Elementos de borde (“boundary elements”) - Parte del borde de la sección muros estructurales y diafragmas que se refuerza con armadura longitudinal y transversal. Los elementos de borde no tienen que ser más anchos que el elemento. Los bordes de las aberturas de los muros estructurales y diafragmas deben tener elementos de borde si así lo requiere el Capítulo C.21.

Estribo de confinamiento (“hoop”) - Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), o un estribo continuo enrollado alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden componerse de varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135º, o más, con una extensión de **6** diámetros de barra pero no menor de **75** mm, que abrazan el refuerzo longitudinal y se proyectan hacia el interior de la sección del elemento. Los estribos de confinamiento deben cumplir los mismos requisitos dados para estribos de columna en el literal (c) de C.7.10.3.

Estribo suplementario (“crosstie”) - Es un elemento de refuerzo transversal fabricado con barra de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) o mayor, que tiene un gancho sísmico de 135º, o más, en sus extremos con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de **75** mm, y se permite que en uno de los extremos se utilice un gancho de 90º, o más, con una extensión de **6** diámetros de barra. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales de la periferia de la sección. Los extremos doblados de 90º de dos estribos suplementarios que abracen las mismas barras longitudinales deben alternarse de extremo. Los estribos suplementarios deben ser fabricados del mismo diámetro y resistencia a la fluencia de los estribos de confinamiento principales.

Fuerzas mayoradas (“factored loads and forces”) - Cargas que han sido afectadas por un coeficiente de carga de acuerdo con las ecuaciones de combinación y mayoración dadas en el Título B. Véase B.2.1.

Fuerzas sísmicas especificadas (“specified lateral forces”) - Son las fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base que prescribe el Título A del Reglamento.

Gancho sísmico (“seismic hook”) - Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y estribos suplementarios, consistente en un doblez de 135°, o más, con una extensión de 6 diámetros de la barra, pero no menor de 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.

Longitud de desarrollo con gancho estándar (“development length for a bar with a standard hook”) - Es la distancia más corta entre la sección crítica donde la barra debe desarrollar su resistencia total, y una tangente a la cara exterior del gancho de 90º o de 180º.

Muro estructural (“structural walls”) - Son muros que se dimensionan y diseñan para que resistan la combinación de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas verticales y horizontales. Un “muro de cortante” (shearwall) es un “muro estructural”. Para efectos de la diferencia en el refuerzo transversal de muros y columnas, debe consultarse C.14.3.6.

Riostra (“strut”) - Es un elemento de un diafragma estructural que se utiliza para proveer continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Sistema de resistencia sísmica (“lateral-force resisting system”) - Es aquella parte de la estructura compuesta por elementos diseñados para resistir las fuerzas provenientes de los efectos sísmicos.

C.21.2 - REQUISITOS GENERALES

C.21.2.1 - ALCANCE - Los requisitos del presente Capítulo deben seguirse en el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado en las cuales su habilidad para resistir los movimientos sísmicos se determinan con base en su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta.

C.21.2.1.1 - *Grados de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico* - Se reconocen tres grados de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, a saber:

DMI - capacidad de disipación de energía mínima,
DMO - capacidad de disipación de energía moderada, y
DES - capacidad de disipación de energía especial.

C.21.2.1.2 - *Zonas de amenaza sísmica* - De acuerdo con la localización de la estructura dentro de las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Título A del Reglamento, se permite y se prohibe (A.3 y C.1.1.5) el uso de ciertos grados de capacidad de disipación de energía.

C.21.2.1.3 - Deben cumplirse los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19, exceptuando las modificaciones que se indiquen en el presente Capítulo y para cada uno de los grados de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico.

C.21.2.2 - ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES - El análisis estructural debe realizarse de acuerdo con los requisitos de los Títulos A y C del Reglamento, teniendo en cuenta los siguientes aspectos adicionales:

C.21.2.2.1 - Debe tenerse en cuenta la interacción entre todos los elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta elástica e inelástica de la estructura cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño.

C.21.2.2.2 - Debe considerarse el efecto en la respuesta sísmica de la estructura de los elementos estructurales que no sean parte del sistema de resistencia sísmica. Las consecuencias de la falla de los

elementos estructurales y no estructurales que no sean parte del sistema de resistencia sísmica debe tenerse en cuenta. Al respecto deben consultarse los Capítulos A.8 y A.9.

C.21.2.2.3 - Los elementos estructurales que se encuentren localizados por debajo de la base de la edificación, tal como se define en C.21.1, deben cumplir también con los requisitos del presente Capítulo.

C.21.2.2.4 - Los elementos estructurales que no sean parte del sistema de resistencia sísmica deben diseñarse siguiendo los requisitos de C.21.7 y del Capítulo A.8.

C.21.2.3 - COEFICIENTES DE REDUCCION DE RESISTENCIA - Deben utilizarse los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, dados a continuación:

COEFICIENTES DE REDUCCION DE RESISTENCIA, ϕ		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Sección C.9.3.2.	Sección C.9.3.2, con las modificaciones de C.9.3.5.	Sección C.9.3.2, con las modificaciones de C.9.3.4.

C.21.2.4 - CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA - La resistencia nominal a la compresión, f'_c, no debe ser menor que los siguientes valores:

CONCRETO EN LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Sin límite	$f'_c \geq 21$ MPa	$f'_c \geq 21$ MPa

C.21.2.5 - ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA - El acero de refuerzo en los elementos del sistema de resistencia sísmica debe cumplir los siguientes requisitos:

ACERO DE REFUERZO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Para refuerzo longitudinal y transversal debe utilizarse refuerzo corrugado que cumpla los requisitos de C.3.5.3, pero para refuerzo transversal se permite acero liso que cumpla los requisitos de C.3.5.5.	Para refuerzo longitudinal y transversal debe utilizarse refuerzo corrugado que cumpla los requisitos de C.3.5.3, pero para refuerzo transversal se permite acero liso que cumpla los requisitos de C.3.5.5.	Para refuerzo longitudinal y transversal debe utilizarse refuerzo corrugado que cumpla los requisitos de C.3.5.3. No se permite acero liso en refuerzo longitudinal ni transversal de elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica, exceptuando en las espirales.

C.21.2.6 - EMPALMES MECANICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO - Los empalmes mecánicos y soldados del acero de refuerzo de los elementos del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos de C.12.14.3, con los siguientes requisitos adicionales:

EMPALMES MECANICOS Y SOLDADOS DEL ACERO DE REFUERZO		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Ningún requisito adicional	Ningún requisito adicional	**(a)** Los empalmes mecánicos y soldados del acero de refuerzo longitudinal deben hacerse en barras alternas dentro de la misma capa de acero y la distancia mínima, centro a centro, entre empalmes de barras adyacentes debe ser **600** mm medidos a los

		largo del eje del elemento.
		(b) No se permite soldar estribos, insertos, u otros elementos al acero longitudinal requerido por diseño.

C.21.3 - VIGAS DE PORTICOS

C.21.3.1 - ALCANCE - Los requisitos de la presente sección se aplican a elementos del sistema de resistencia sísmica que resisten principalmente flexión. Estos elementos deben cumplir además los siguientes requisitos adicionales:

REQUISITOS GEOMETRICOS PARA LAS VIGAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) La fuerza axial mayorada en el elemento no debe exceder $0.10 f'_c A_g$	**(a)** La fuerza axial mayorada en el elemento no debe exceder $0.10 f'_c A_g$	**(a)** La fuerza axial mayorada en el elemento no debe exceder $0.10 f'_c A_g$
		(b) La luz libre del elemento no debe ser menor que $4d$.
		(c) $\frac{b_w}{d} \geq 0.3$
	(b) $b_w \geq 0.20\ m$	**(d)** $b_w \geq 0.25\ m$
		(e) El ancho, b_w, de la viga no debe ser mayor que el ancho del apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga, más una distancia a cada lado del apoyo, igual a $3/4\ d$ de la viga.
	(c) La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no debe ser mayor que el 25% del ancho del apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga	**(f)** La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no debe ser mayor que el 25% del ancho del apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga

C.21.3.2 - REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS - El refuerzo longitudinal de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica debe cumplir los siguientes requisitos:

REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales diferentes a los dados en los Capítulos C.1 a C.19.	**(a)** En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, ρ, inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2”) ó 12M (12 mm), tanto arriba como abajo.	**(a)** En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, ρ, inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a Nº 5 (5/8”) ó 16M (16 mm), tanto arriba como abajo.
	(b) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que $1/3$ de la resistencia	**(b)** La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que $1/2$ de la resistencia

	a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que **1/5** de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos.	a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que **1/4** de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos.
	(c) Al menos el 60% del refuerzo longitudinal superior e inferior de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, debe atravesar el núcleo de cada columna que intersecte la viga.	**(c)** Al menos el 60% del refuerzo longitudinal superior e inferior de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, debe atravesar el núcleo de cada columna que intersecte la viga.
	(d) No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.	**(d)** No se permiten empalmes por traslapo en los siguientes lugares: • dentro de los nudos, • dentro de una distancia igual a **2d** de la cara del nudo, y • en aquellos lugares donde el análisis indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura.
		(e) Se permiten empalmes por traslapo del refuerzo en lugares diferentes a los indicados en (d), solo si se proveen estribos de confinamiento a todo lo largo del empalme por traslapo. La separación máxima del refuerzo transversal que confina el empalme por traslapo no puede exceder **d/4** ó **100** mm.
		(f) Los empalmes mecánicos o soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

C.21.3.3 - REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS - El refuerzo transversal de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica debe cumplir los siguientes requisitos:

REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) por una distancia igual a **2d**, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga.	**(a)** Deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) en los siguientes lugares: • por una distancia igual a **2d**, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga, y • por una distancia igual a **2d**, a ambos lados de aquellos lugares donde el análisis	**(a)** Deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) en los siguientes lugares: • por una distancia igual a **2d**, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga, y • por una distancia igual a **2d**, a ambos lados de aquellos lugares donde el análisis

	indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura.	indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura.
(b) El primer estribo de confinamiento debe colocarse al menos a **50** mm de la cara del apoyo. El máximo espaciamiento de los estribos de confinamiento no puede exceder **d/2**.	**(b)** El primer estribo de confinamiento debe colocarse al menos a **50** mm de la cara del apoyo. El máximo espaciamiento de los estribos de confinamiento no puede exceder: • **d/4**, • $8d_b$ de la barra longitudinal de menor diámetro, • $24d_b$ de la barra del estribo de confinamiento, ó • **300** mm.	**(b)** El primer estribo de confinamiento debe colocarse al menos a **50** mm de la cara del apoyo. El máximo espaciamiento de los estribos de confinamiento no puede exceder: • **d/4**, • $8d_b$ de la barra longitudinal de menor diámetro, • $24d_b$ de la barra del estribo de confinamiento, ó • **300** mm.
	(c) Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la sección y dos de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente .	**(c)** Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la sección y dos de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente .
	(d) Donde no se requieran estribos de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser **d/2** a todo lo largo del elemento. Estos estribos deben ser al menos de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° abrazando el refuerzo longitudinal.	**(d)** Donde no se requieran estribos de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser **d/2** a todo lo largo del elemento. Estos estribos deben ser al menos de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° abrazando el refuerzo longitudinal.
(c) El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.	**(e)** El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.	**(e)** El refuerzo requerido para resistir esfuerzos cortantes que esté localizado en las regiones definidas en (a) debe consistir en estribos que cumplan los requisitos de estribo de confinamiento. Los estribos de confinamiento pueden tenerse en cuenta dentro del área de refuerzo requerida para esfuerzos cortantes.

C.21.3.4 - REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS - El diseño para esfuerzos cortantes y tracción diagonal en vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica debe realizarse de la siguiente manera:

REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse de la consideración de la porción de las fuerzas estáticas de la longitud del elemento que se encuentra entre	**(a)** La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse de la consideración de la porción de las fuerzas estáticas de la longitud del elemento que se encuentra entre

	las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Debe suponerse que el elemento está sometido a la carga mayorada vertical aferente y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto con una magnitud igual a la resistencia nominal a flexión, $\mathbf{M_n}$.	las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Debe suponerse que el elemento está sometido a la carga mayorada vertical aferente y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto con una magnitud igual a la resistencia probable a flexión, $\mathbf{M_{pr}}$.
	(b) Alternativamente a los requisitos contenidos en (a) la fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ puede obtenerse de las combinaciones de mayoración de carga que incluyan efectos sísmicos, tomando el factor de mayoración igual al doble del prescrito por el Título B. Esta operación puede realizarse utilizando un valor de $\mathbf{2.0}$ para el factor de carga de $\mathbf{E}$ en la ecuaciones B.2.4-4 y B.2.4-5.	**(b)** En la determinación del refuerzo transversal dentro de las zonas confinadas de las vigas, requerido para esfuerzos cortantes, el esfuerzo cortante resistido por el concreto, $\mathbf{v_c}$, debe suponerse igual cero, si se cumplen las dos condiciones siguientes: • la fuerza cortante de diseño, calculada como se indica en (a), correspondiente a los efectos sísmicos es mayor que la mitad de la fuerza cortante total de diseño en la zona confinada • la fuerza axial mayorada, incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $\mathbf{0.05 f'_c A_g}$.

C.21.4 - COLUMNAS

C.21.4.1 - ALCANCE - Los requisitos de la presente sección se aplican a elementos del sistema de resistencia sísmica que resisten principalmente flexo-compresión. Estos elementos deben cumplir además los siguientes requisitos adicionales:

REQUISITOS GEOMETRICOS PARA LAS COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $\mathbf{0.10 f'_c A_g}$	**(a)** La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $\mathbf{0.10 f'_c A_g}$	**(a)** La fuerza axial mayorada en el elemento es mayor que $\mathbf{0.10 f'_c A_g}$
(b) La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que $\mathbf{0.20}$ m, pero su área no puede ser menor de $\mathbf{0.06}$ m² (véase C.10.8.4).	**(b)** La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que $\mathbf{0.25}$ m. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de $\mathbf{0.20}$ m pero su área no puede ser menor de $\mathbf{0.0625}$ m².	**(b)** La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide de la sección, no debe ser menor que $\mathbf{0.30}$ m. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de $\mathbf{0.25}$ m pero su área no puede ser menor de $\mathbf{0.09}$ m².
	(c) Si la columna sostiene uno o dos pisos pueden utilizarse dimensiones menores a las dadas en (b), pero la menor dimensión de la sección del elemento no puede ser menor que $\mathbf{0.20}$ m, y su área no puede ser menor de $\mathbf{0.06}$ m².	**(c)** La relación entre la dimensión menor de la sección del elemento y la dimensión perpendicular a ella, no debe ser menor que $\mathbf{0.4}$.

C.21.4.2 - RESISTENCIA MINIMA A FLEXION DE LAS COLUMNAS - La resistencia a la flexión de cualquier columna que se diseñe para una fuerza axial mayorada mayor que $0.10 f'_c A_g$ debe cumplir los siguientes requisitos adicionales:

RESISTENCIA MINIMA A FLEXION DE LAS COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	No hay requisitos especiales.	**(a)** Las columnas que tengan fuerzas axiales de diseño mayores que $0.10 f'_c A_g$ deben cumplir los requisitos dados en (b) o en (c). Las columnas que no cumplan los requisitos dados en (b), no deben incluirse en la determinación de la rigidez y resistencia de la estructura, pero deben cumplir los requisitos de C.21.7.
		(b) La resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la siguiente ecuación: $\sum M_e \geq 1.20 \sum M_g$ **(C.21-1)** donde: $\sum M_e$ = suma de momentos, tomada en el centro del nudo, de las resistencias de diseño a la flexión de las columnas que llegan al nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas horizontales consideradas, que resulta en la menor resistencia a la flexión. $\sum M_g$ = suma de momentos, tomada en el centro del nudo, de las resistencias de diseño a flexión de las vigas que llegan al nudo. Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La ecuación C.21-1 debe cumplirse para las dos direcciones en el plano vertical del pórtico bajo consideración.
		(c) Si no se cumplen los requisitos dados en (b) para cualquier nudo de la estructura, las columnas que soporten reacciones provenientes de ese nudo deben en toda su longitud tener refuerzo transversal como el indicado en C.21.4.4.

C.21.4.3 - REFUERZO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS - El refuerzo longitudinal de las columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica debe cumplir los siguientes requisitos:

REFUERZO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ_g, no debe ser menor que **0.01** ni mayor que **0.06**.	**(a)** La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ_g, no debe ser menor que **0.01** ni mayor que **0.06**.	**(a)** La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ_g, no debe ser menor que **0.01** ni mayor que **0.06**.
		(b) Los empalmes por traslapo se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes en tracción. Los empalmes mecánicos o soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

C.21.4.4 - REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS - El refuerzo transversal de las columnas debe cumplir los siguientes requisitos adicional a los dados en los Capítulos C.1 a C.20, a menos que se requiera una mayor cantidad de acuerdo con los requisitos de C.21.4.5:

REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Debe utilizarse refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento, como se indica a continuación, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes: La cuantía de refuerzo en espiral, ρ_s, o de estribos de confinamiento circulares, no puede ser menor que el valor obtenido por medio de la ecuación C.10-6.	**(a)** Debe utilizarse refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento, como se indica a continuación, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes: Cuando se utilice refuerzo en espiral, la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral, ρ_s, o de estribos de confinamiento circulares, no puede ser menor que el valor obtenido por medio de la siguiente ecuación C.21-2-MO: $\rho_s = 0.08\frac{f'_c}{f_{yh}}$ **(C.21-2-MO)** ni puede ser menor que el obtenido por medio de la ecuación C.10-6. Cuando se utilicen estribos rectangulares, el área total de los estribos rectangulares de confinamiento, como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), no puede ser menor que la que se obtiene por medio de las ecuaciones C.21-3-MO y C.21-4-MO, para las dos direcciones principales de la sección de la columna: $A_{sh} = 0.20\frac{s\,h_c\,f'_c}{f_{yh}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right]$ **(C.21- 3-MO)**	**(a)** Debe utilizarse refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento, como se indica a continuación, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes: Cuando se utilice refuerzo en espiral, la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral, ρ_s, o de estribos de confinamiento circulares, no puede ser menor que el valor obtenido por medio de la siguiente ecuación C.21-2-ES: $\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_{yh}}$ **(C.21-2-ES)** ni puede ser menor que el obtenido por medio de la ecuación C.10-6. Cuando se utilicen estribos rectangulares, el área total de los estribos rectangulares de confinamiento, como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), no puede ser menor que la que se obtiene por medio de las ecuaciones C.21-3-ES y C.21-4-ES, para las dos direcciones principales de la sección de la columna: $A_{sh} = 0.30\frac{s\,h_c\,f'_c}{f_{yh}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right)-1\right]$ **(C.21-3-ES)**

	$A_{sh} = 0.06\frac{s\,h_c\,f'_c}{f_{yh}}$ **(C.21-4-MO)** El refuerzo transversal de confinamiento puede consistir en estribos sencillos o múltiples. Pueden utilizarse estribos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento. Cada extremo del estribo suplementario debe abrazar una barra longitudinal de la periferia de la sección. Los estribos suplementarios deben alternar sus extremos a los largo del eje longitudinal de la columna. Los estribos suplementarios, o las ramas de estribos múltiples, no deben estar separadas a más de **350** mm centro a centro, en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural. Si el núcleo del elemento tiene suficiente resistencia para las diferentes combinaciones de carga, incluyendo efectos sísmicos, no hay necesidad de cumplir lo exigido por la ecuación C.21-3-MO.	$A_{sh} = 0.09\frac{s\,h_c\,f'_c}{f_{yh}}$ **(C.21-4-ES)** El refuerzo transversal de confinamiento puede consistir en estribos sencillos o múltiples. Pueden utilizarse estribos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento. Cada extremo del estribo suplementario debe abrazar una barra longitudinal de la periferia de la sección. Los estribos suplementarios deben alternar sus extremos a los largo del eje longitudinal de la columna. Los estribos suplementarios, o las ramas de estribos múltiples, no deben estar separadas a más de **350** mm centro a centro, en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural. Si el núcleo del elemento tiene suficiente resistencia para las diferentes combinaciones de carga, incluyendo efectos sísmicos, no hay necesidad de cumplir lo exigido por las ecuaciones C.21-3-ES y C.10-6.
	(b) El refuerzo transversal de confinamiento debe espaciarse a lo largo del eje del elemento a una separación **s** que no exceda: • $8d_b$ de la barra longitudinal más pequeña que abrace, • $16d_b$ del diámetro de barra del estribo, • **1/3** de la dimensión mínima de la sección del elemento, ó • **150** mm.	**(b)** El refuerzo transversal de confinamiento debe espaciarse a lo largo del eje del elemento a una separación **s** que no exceda: • **1/4** de la dimensión mínima de la sección del elemento, ó • **100** mm.
(b) Deben colocarse estribos de confinamiento de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm), con f_{yh} mínimo de 240 MPa, con una separación **s** de **150** mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó **200** mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm), con f_{yh} mínimo de 240 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna, ó **200** mm.	**(c)** Alternativamente a lo indicado en (a) y (b), pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm), con f_{yh} de 420 MPa, con una separación **s** de **100** mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó **200** mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm), con f_{yh} de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó **200** mm. Este	**(c)** Alternativamente a lo indicado en (a) y (b), pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro Nº 4 (1/2”) ó 12M (12 mm), con f_{yh} de 420 MPa, con una separación **s** de **100** mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó **200** mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro Nº 4 (1/2”) ó 12M (12 m), con f_{yh} de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó **200** mm. Este

	procedimiento alterno solo puede emplearse en columnas cuyo concreto tenga un f'_c menor o igual a 35 MPa.	procedimiento alterno solo puede emplearse en columnas cuyo concreto tenga un f'_c menor o igual a 35 MPa.
(c) El primer estribo debe colocarse a una distancia al menos igual a **50** mm de la cara del nudo.	**(d)** El primer estribo debe colocarse a una distancia al menos igual a **50** mm de la cara del nudo.	**(d)** El primer estribo debe colocarse a una distancia al menos igual a **50** mm de la cara del nudo.
(d) El refuerzo transversal en las cantidades especificadas en (a) a (c), debe colocarse dentro de una longitud, ℓ_0, medida a partir de la cara del nudo en ambos extremos de la columna, y en cualquier lugar donde pueda producirse plastificación por flexión asociada con los desplazamientos inelásticos del pórtico. La longitud ℓ_0 no puede ser menor que: • la máxima dimensión del elemento en la cara del nudo, o en el sitio donde pueda ocurrir la plastificación por flexión, • **1/6** de la longitud libre del elemento, ó • **500** mm.	**(e)** El refuerzo transversal en las cantidades especificadas en (a) a (d), debe colocarse dentro de una longitud, ℓ_0, medida a partir de la cara del nudo en ambos extremos de la columna, y en cualquier lugar donde pueda producirse plastificación por flexión asociada con los desplazamientos inelásticos del pórtico. La longitud ℓ_0 no puede ser menor que: • la máxima dimensión del elemento en la cara del nudo, o en el sitio donde pueda ocurrir la plastificación por flexión, • **1/6** de la longitud libre del elemento, ó • **500** mm.	**(e)** El refuerzo transversal en las cantidades especificadas en (a) a (d), debe colocarse dentro de una longitud, ℓ_0, medida a partir de la cara del nudo en ambos extremos de la columna, y en cualquier lugar donde pueda producirse plastificación por flexión asociada con los desplazamientos inelásticos del pórtico. La longitud ℓ_0 no puede ser menor que: • la máxima dimensión del elemento en la cara del nudo, o en el sitio donde pueda ocurrir la plastificación por flexión, • **1/6** de la longitud libre del elemento, ó • **500** mm.
(e) Cuando el refuerzo transversal, tal como el especificado en (a) a (c), no se coloca en toda la longitud de la columna, en la zona donde no se colocó debe tener refuerzo en espiral que cumpla con C.7.10.2, o estribos que cumplan con C.7.10.3.	**(f)** Cuando el refuerzo transversal, tal como el especificado en (a) a (d), no se coloca en toda la longitud de la columna, la zona donde no se colocó debe tener refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, f_y, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que **2** veces el espaciamiento utilizado en la zona de confinamiento.	**(f)** Cuando el refuerzo transversal, tal como el especificado en (a) a (d), no se coloca en toda la longitud de la columna, la zona donde no se colocó debe tener refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, f_y, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que el menor de: • $6d_b$ de las barras longitudinales • **150** mm.
		(g) Las columnas que soporten reacciones de elementos rígidos discontinuos, tales como muros estructurales, deben tener refuerzo de confinamiento como es especificado en (a) a (d), en toda la longitud del elemento en el piso donde se presenta la discontinuidad, si la fuerza axial de compresión en estos elementos, proveniente de los casos de carga que incluyen efectos sísmicos, excede $0.10f'_cA_g$. El refuerzo transversal especificado en (a) a (d), debe extenderse en el elemento discontinuo por una distancia igual al menos a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro, calculada de acuerdo con C.21.5.4. Si el extremo inferior de la

		columna termina en un muro, el refuerzo transversal especificado en (a) a (d), debe extenderse dentro del muro por lo menos una longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro, en el punto de terminación. Si la columna termina en una zapata o una losa de fundación, el refuerzo transversal especificado en (a) a (d), debe extenderse al menos **300** mm dentro de la zapata o losa de fundación.
		(h) Cuando el punto de inflexión calculado para la columna no esté dentro de la mitad central de la longitud libre del elemento, debe colocarse refuerzo de confinamiento, como el indicado en (a) y (b), o (c) en toda la longitud de la columna.
		(i) Cualquier zona de la sección de la columna, que sobresalga más de **100** mm del núcleo confinado de la columna, debe cumplir con los requisitos de refuerzo mínimo, longitudinal y transversal, dados en los Capítulos C.7 y C.10, para columnas.
		(j) En cualquier sección donde la resistencia de diseño ϕP_n de la columna sea menor que la suma de los cortantes V_e calculados de acuerdo con la Sección C.21.3.4 para todas las vigas que lleguen a la columna por encima del nivel bajo consideración, debe colocarse refuerzo de confinamiento, como el indicado en (a) y (b), o (c) en toda la longitud de la columna. Para las vigas que lleguen a caras opuestas de la columna, los cortantes resultantes deben sumarse algebraicamente. Las fuerzas cortantes en las vigas deben suponerse que resultan de la deformación del pórtico en cualquiera de sus ejes principales.
	(g) Deben colocarse estribos de confinamiento adicional, los cuales deben amarrar por lo menos cuatro barras longitudinales de la columna, cuando haya pernos de anclaje en la parte superior de la columna. Estos estribos adicionales deben colocarse en los **120** mm superiores de la columna y deben ser al menor de barra diámetro Nº 3 (3/8”) ó 10M (10 mm).	**(k)** Deben colocarse estribos de confinamiento adicional, los cuales deben amarrar por lo menos cuatro barras longitudinales de la columna, cuando haya pernos de anclaje en la parte superior de la columna. Estos estribos adicionales deben colocarse en los **120** mm superiores de la columna y deben ser al menor de barra diámetro Nº 4 (1/2”) ó 12M (12 mm).

C.21.4.5 - REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS - El diseño para esfuerzos cortantes y tracción diagonal en columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica debe realizarse de la siguiente manera:

REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES EN COLUMNAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** La fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ debe determinarse de la consideración de los máximos momentos que puedan desarrollarse en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento, actuando con signo opuesto. Estas fuerzas en los nudos deben determinarse utilizando la máxima resistencia nominal a la flexión, $\mathbf{M_n}$, para el rango de fuerzas axiales mayoradas en la columna. No hay necesidad de que las fuerzas cortantes en el elemento excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias nominales a flexión, $\mathbf{M_n}$, de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso el valor de $\mathbf{V_e}$ puede ser menor que la fuerza cortante mayorada que se obtiene en el análisis de la estructura.	**(a)** La fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ debe determinarse de la consideración de los máximos momentos que puedan desarrollarse en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento, actuando con signo opuesto. Estas fuerzas en los nudos deben determinarse utilizando la máxima resistencia probable a la flexión, $\mathbf{M_{pr}}$, para el rango de fuerzas axiales mayoradas en la columna. No hay necesidad de que las fuerzas cortantes en el elemento excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias probables a flexión, $\mathbf{M_{pr}}$, de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso el valor de $\mathbf{V_e}$ puede ser menor que la fuerza cortante mayorada que se obtiene en el análisis de la estructura.
	(b) Alternativamente a los requisitos contenidos en (a) la fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ puede obtenerse de las combinaciones de mayoración de carga que incluyan efectos sísmicos, tomando el factor de mayoración igual al doble del prescrito por el Título B. Esta operación puede realizarse utilizando un valor de $\mathbf{2.0}$ para el factor de carga de $\mathbf{E}$ en la ecuaciones B.2.4-4 y B.2.4-5.	**(b)** En la determinación del refuerzo transversal dentro de las zonas confinadas, ℓ_0, de las columnas, requerido para esfuerzos cortantes, el esfuerzo cortante resistido por el concreto, $\mathbf{v_c}$, debe suponerse igual cero, si se cumplen las dos condiciones siguientes: • la fuerza cortante de diseño, calculada como se indica en (a), correspondiente a los efectos sísmicos es mayor que la mitad de la fuerza cortante total de diseño en la zona confinada • la fuerza axial mayorada, incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $\mathbf{0.05 f'_c A_g}$.

C.21.5 - NUDOS DE PORTICOS

C.21.5.1 - REQUISITOS GENERALES - Los nudos de los pórticos que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados a continuación, en vez de los contenidos en C.7.9 y C.11.11:

REQUISITOS GENERALES PARA NUDOS DE PORTICOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Deben cumplirse C.7.9 y C.11.11.	**(a)** Deben cumplirse C.7.9 y C.11.11.	**(a)** Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara

		del nudo deben determinarse suponiendo que el esfuerzo en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.
		(b) La resistencia del nudo está gobernada por los coeficientes de reducción de resistencia apropiados de los dados en C.9.3.
	(b) El refuerzo longitudinal de las vigas, tanto positivo como negativo, que termine dentro de un nudo debe extenderse hasta la cara opuesta del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.12.	**(c)** El refuerzo longitudinal de las vigas, que termine dentro de un nudo debe extenderse hasta la cara opuesta del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con los requisitos de C.21.5.4, y en compresión de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.12.
		(d) Cuando el refuerzo longitudinal de la viga pasa a través del nudo, la dimensión de la columna, paralela al refuerzo longitudinal de la viga, no puede ser menor que $20d_b$, calculado para la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga.

C.21.5.2 - REFUERZO TRANSVERSAL EN LOS NUDOS DE PORTICOS - Debe colocarse el siguiente refuerzo transversal en los nudos de pórticos, en vez del requerido por C.7.9 y C.11.11:

REFUERZO TRANSVERSAL EN LOS NUDOS DE PORTICOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Deben cumplirse los requisitos de C.11.11.2.	**(a)** Deben cumplirse los requisitos de C.11.11.2.	**(a)** Debe colocarse refuerzo de confinamiento dentro del nudo en una cantidad igual a la exigida por C.21.4.4, a menos que el nudo esté confinado por los elementos que le llegan como se indica en (b).
		(b) Cuando al nudo llegan por sus cuatro caras verticales, vigas que tengan un ancho al menos igual a **3/4** del ancho de la columna, dentro de la profundidad de la viga menos alta, puede colocarse refuerzo transversal igual al menos a la mitad del requerido por el literal (a) o (b) de C.21.4.4. En estos casos el espaciamiento máximo de **100** mm indicado en el literal (c) de C.21.4.4, puede incrementarse a **150** mm.
		(c) El refuerzo transversal requerido por C.21.4.4 debe colocarse dentro de toda la altura del nudo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga que queda por fuera del núcleo de la columna cuando ninguna viga le provee confinamiento a este refuerzo longitudinal.

C.21.5.3 - RESISTENCIA AL CORTANTE EN NUDOS DE PORTICOS - La resistencia nominal al cortante dentro de los nudos debe calcularse utilizando los siguientes requisitos:

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE EN NUDOS DE PORTICOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	No hay requisitos especiales.	La resistencia nominal al cortante en los nudos de pórticos no puede ser mayor que los valores que se dan a continuación: • Nudos confinados en sus cuatro caras..... $1.7\sqrt{f'_c}A_j$ (*) • Nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas..... $1.25\sqrt{f'_c}A_j$ (*) • Otros nudos ..... $1.0\sqrt{f'_c}A_j$ (*) Se considera que una viga que llega a una cara de un nudo, provee confinamiento cuando por lo menos **3/4** de la cara del nudo está cubierta por la viga que llega. Un nudo se considera confinado si a sus cuatro caras llegan vigas que cumplan el requisitos anterior.

C.21.5.4 - LONGITUD DE DESARROLLO PARA EL REFUERZO COLOCADO DENTRO DE NUDOS - Las longitudes de desarrollo para refuerzo colocado dentro nudos son las siguientes:

LONGITUD DE DESARROLLO PARA REFUERZO COLOCADO DENTRO DE NUDOS DE PORTICOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	No hay requisitos especiales.	**(a)** La longitud de desarrollo, ℓ_{dh}, para una barra con un gancho estándar de 90º, no debe ser menor que $8d_b$, **150** mm, o la longitud dada por la ecuación C.21-5 para barras Nº 3 ó 10M (10 mm) a Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm). $$\frac{\ell_{dh}}{d_b} = \frac{f_y}{5.4\sqrt{f'_c}} \quad \textbf{(C.21-5*)}$$ El gancho de 90º debe quedar localizado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.
		(b) Para barras Nº 3 ó 10M (10 mm) a Nº 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm) la longitud de desarrollo, ℓ_d, para barras rectas no puede ser menos que: • **2.5** veces la longitud dada en (a) si no hay más de **300** mm de concreto vaciado en una sola etapa por debajo de la barra, ó

		• **3.5** veces la longitud requerida en (a) si hay más de **300** mm de concreto vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.
		(c) Las barras rectas que terminen dentro del nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier parte de la longitud de anclaje recta que no quede dentro del núcleo confinado debe ser incrementada por un factor igual a **1.6**.
		(d) Si se utiliza refuerzo con recubrimiento epóxico, las longitudes de desarrollo dadas en (a) a (c) deben multiplicarse por el coeficiente apropiado de C.12.2.4 o C.12.5.3.

C.21.6 - MUROS ESTRUCTURALES, DIAFRAGMAS Y CERCHAS

C.21.6.1 - ALCANCE - Los requisitos de esta sección son aplicables a muros estructurales y cerchas, o armaduras, que sean parte del sistema de resistencia sísmica, así como a diafragmas, amarres, riostras, elementos colectores y diagonales de pórticos arriostrados con ellas, que transmiten las fuerzas inducidas por el sismo.

C.21.6.2 - REFUERZO - Deben cumplirse las siguientes cuantías mínimas en cambio de las dadas en los Capítulos C.1 a C.20:

REFUERZO EN MUROS ESTRUCTURALES, DIAFRAGMAS Y CERCHAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Deben cumplirse los requisitos del Capítulo C.14.	**(a)** La cuantía, ρ_v, para muros estructurales no debe ser menor de **0.0025** en la dirección longitudinal y transversal. Si la fuerza cortante mayorada no excede $(1/12)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$ la cuantía mínima para muros estructurales es la indicada en C.14.3. La cuantía mínima para diafragmas estructurales es la dada en C.7.12. El espaciamiento del refuerzo en las dos direcciones no debe exceder **500** mm. El refuerzo que se coloque para resistir esfuerzos cortantes debe ser continuo y debe estar distribuido en el plano donde se evalúa el cortante.	**(a)** La cuantía, ρ_v, para muros estructurales no debe ser menor de **0.0025** en la dirección longitudinal y transversal. Si la fuerza cortante mayorada no excede $(1/12)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$ la cuantía mínima para muros estructurales es la indicada en C.14.3. La cuantía mínima para diafragmas estructurales es la dada en C.7.12. El espaciamiento del refuerzo en las dos direcciones no debe exceder **500** mm. El refuerzo que se coloque para resistir esfuerzos cortantes debe ser continuo y debe estar distribuido en el plano donde se evalúa el cortante.
	(b) Deben colocarse dos cortinas de refuerzo en los muros estructurales cuando la fuerza cortante mayorada en el plano del muro que toma el muro excede $(1/6)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$.	**(b)** Deben colocarse dos cortinas de refuerzo en los muros estructurales cuando la fuerza cortante mayorada en el plano del muro que toma el muro excede $(1/6)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$.
	(c) En los amarres, riostras, elementos colectores y diagonales,	**(c)** En los amarres, riostras, elementos colectores y diagonales

	con esfuerzos axiales de compresión mayores que $0.3f'_c$ debe colocarse el refuerzo transversal especial especificado en C.21.4.4 en toda la longitud del elemento. Este refuerzo transversal especial puede descontinuarse en la sección donde el esfuerzo axial de compresión sea menor que $0.22f'_c$. Los esfuerzos se deben calcular utilizando las fuerzas mayoradas, modelos matemáticos linealmente elásticos y las propiedades brutas de los elementos considerados.	con esfuerzos axiales de compresión mayores que $0.2f'_c$ debe colocarse el refuerzo transversal especial especificado en C.21.4.4 en toda la longitud del elemento. Este refuerzo transversal especial puede descontinuarse en la sección donde el esfuerzo axial de compresión sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos se deben calcular utilizando las fuerzas mayoradas, modelos matemáticos linealmente elásticos y las propiedades brutas de los elementos considerados.
	(d) Todo el refuerzo continuo en amarres, riostras y elementos colectores debe anclarse o empalmarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.12.	**(d)** Todo el refuerzo continuo en amarres, riostras y elementos colectores debe anclarse o empalmarse de acuerdo con los requisitos de C.21.5.4.

C.21.6.3 - FUERZAS DE DISEÑO PARA MUROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FUERZAS CORTANTES Y EFECTOS DE FLEXO-COMPRESION - Las fuerzas de diseño para muros estructurales sometidos a fuerzas cortantes y efectos de flexo-compresión deben cumplir los siguientes requisitos:

FUERZAS DE DISEÑO PARA MUROS ESTRUCTURALES		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Las fuerzas cortantes mayoradas de diseño, V_u, son las que se obtienen del análisis estructural para cargas laterales, combinadas de acuerdo con lo prescrito en B.2.4.	Las fuerzas cortantes mayoradas de diseño, V_u, son las que se obtienen del análisis estructural para cargas laterales, combinadas de acuerdo con lo prescrito en B.2.4.	Las fuerzas cortantes mayoradas de diseño, V_u, son las que se obtienen del análisis estructural para cargas laterales, combinadas de acuerdo con lo prescrito en B.2.4.
	Los muros estructurales sometidos a flexión combinada con fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de las Secciones C.10.2 y C.10.3, excepto los requisitos para elementos de gran altura de la Sección C.10.2.2.	Los muros estructurales sometidos a flexión combinada con fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de las Secciones C.10.2 y C.10.3, excepto los requisitos para elementos de gran altura de la Sección C.10.2.2.
	El ancho de ala efectiva que debe utilizarse en el diseño de secciones en forma de I, L C o T, no debe suponerse que se extiende una distancia medida desde la cara del alma, mayor que **(a)** la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente, o **(b)** 10 por ciento de la altura total del muro.	El ancho de ala efectiva que debe utilizarse en el diseño de secciones en forma de I, L C o T, no debe suponerse que se extiende una distancia medida desde la cara del alma, mayor que **(a)** la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente, o **(b)** 10 por ciento de la altura total del muro.
		Los muros, o segmentos de muro que estén sometidos a una fuerza axial $P_u > 0.35P_o$, no pueden considerarse parte del sistema de resistencia sísmica.

C.21.6.4 - DIAFRAGMAS - Los diafragmas que transmitan fuerzas sísmicas, deben cumplir los siguientes requisitos.

C.21.6.4.1 - *Espesor mínimo de los diafragmas* - Los diafragmas que transmitan fuerzas sísmicas, deben tener los siguientes espesores mínimos:.

ESPESOR MINIMO DE LOS DIAFRAGMAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
Los diafragmas de concreto deben tener un espesor mínimo de **45** mm. Dentro de este espesor se puede incluir el mortero de afinado, siempre y cuando este esté reforzado y adecuadamente adherido al diafragma. (Véase el Capítulo C.13)	Los diafragmas de concreto deben tener un espesor mínimo de **45** mm. Dentro de este espesor se puede incluir el mortero de afinado, siempre y cuando este esté reforzado y adecuadamente adherido al diafragma. (Véase el Capítulo C.13)	Los diafragmas de concreto deben tener un espesor mínimo de **50** mm. Dentro de este espesor se puede incluir el mortero de afinado, siempre y cuando este esté reforzado y adecuadamente adherido al diafragma. (Véase el Capítulo C.13)

C.21.6.4.2 - *Sistemas de entrepiso prefabricados* - Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados deben cumplir los siguientes requisitos:.

DIAFRAGMAS COMPUESTOS POR ELEMENTOS PREFABRICADOS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales diferentes a los de la sección C.7.13.	Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados, deben tener una porción superior vaciada en el sitio, la cual debe ser reforzada, y detallada para garantizar una transferencia total de las fuerzas sísmicas a los elementos colectores, cuerdas del diafragma, y elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La superficie del concreto endurecido sobre el cual se vacía la parte superior debe estar limpia, libre de lechada, y debe tener rugosidades hechas intencionalmente. La porción vaciada en sitio se puede obviar únicamente si se proveen anclajes resistentes a tracción de los elementos prefabricados a los miembros del sistema de resistencia sísmica; y los elementos prefabricados se unen entre si: **(a)** por medio de llaves de cortante, o **(b)** por medio de dispositivos metálicos anclados en los elementos prefabricados y soldados entre si en el sitio. Los anclajes y elementos de conexión deben cumplir las fuerzas en el diafragma prescritas en el Capítulo A.3.	Los diafragmas compuestos por elementos prefabricados, deben tener una porción superior vaciada en el sitio, la cual debe ser reforzada, y detallada para garantizar una transferencia total de las fuerzas sísmicas a los elementos colectores, cuerdas del diafragma, y elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La superficie del concreto endurecido sobre el cual se vacía la parte superior debe estar limpia, libre de lechada, y debe tener rugosidades hechas intencionalmente. La porción vaciada en sitio se puede obviar únicamente si se proveen anclajes resistentes a tracción de los elementos prefabricados a los miembros del sistema de resistencia sísmica; y los elementos prefabricados se unen entre si: **(a)** por medio de llaves de cortante, o **(b)** por medio de dispositivos metálicos anclados en los elementos prefabricados y soldados entre si en el sitio. Los anclajes y elementos de conexión deben cumplir las fuerzas en el diafragma prescritas en el Capítulo A.3.

C.21.6.5 - REQUISITOS PARA ESFUERZOS CORTANTES - La resistencia a los esfuerzos cortantes y la tracción diagonal debe obtenerse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.11 y los siguientes requisitos adicionales:

ESFUERZOS CORTANTES EN MUROS Y DIAFRAGMAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial – *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** La resistencia nominal a cortante debe determinarse utilizando (b) o (c).	**(a)** La resistencia nominal a cortante debe determinarse utilizando (b) o (c).
	(b) La resistencia nominal al cortante, V_n, de muros estructurales y diafragmas no debe exceder el valor dado por la ecuación C.21-6. $$V_n = A_{cv}\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_n f_y\right) \quad \textbf{(C.21-6*)}$$	**(b)** La resistencia nominal al cortante, V_n, de muros estructurales y diafragmas no debe exceder el valor dado por la ecuación C.21-6. $$V_n = A_{cv}\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_n f_y\right) \quad \textbf{(C.21-6*)}$$
	(c) En muros (diafragmas) o segmentos de muro (o diafragma) que tengan una relación h_w/ℓ_w menor que 2.0, la resistencia nominal al cortante, V_n, debe determinarse utilizando la ecuación C.21-7, donde el coeficiente α_c varía linealmente desde 3.0 para $h_w/\ell_w = 1.5$ hasta 2.0 para $h_w/\ell_w = 2.0$. $$V_n = A_{cv}\left(\frac{\alpha_c\sqrt{f'_c}}{12} + \rho_n f_y\right) \quad \textbf{(C.21-7*)}$$	**(c)** En muros (diafragmas) o segmentos de muro (o diafragma) que tengan una relación h_w/ℓ_w menor que 2.0, la resistencia nominal al cortante, V_n, debe determinarse utilizando la ecuación C.21-7, donde el coeficiente α_c varía linealmente desde 3.0 para $h_w/\ell_w = 1.5$ hasta 2.0 para $h_w/\ell_w = 2.0$. $$V_n = A_{cv}\left(\frac{\alpha_c\sqrt{f'_c}}{12} + \rho_n f_y\right) \quad \textbf{(C.21-7*)}$$
	(d) En (c) el valor de la relación h_w/ℓ_w utilizada para determinar V_n para los segmentos de muro o diafragma debe ser la mayor relación entre la de todo el muro o diafragma y la del segmento de muro o diafragma bajo consideración.	**(d)** En (c) el valor de la relación h_w/ℓ_w utilizada para determinar V_n para los segmentos de muro o diafragma debe ser la mayor relación entre la de todo el muro o diafragma y la del segmento de muro o diafragma bajo consideración.
	(e) Los muros (diafragmas) deben tener refuerzo para cortante distribuido de tal manera que provea resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro (diafragma). Si la relación h_w/ℓ_w no excede 2.0, la cuantía de refuerzo ρ_v no puede ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_n.	**(e)** Los muros (diafragmas) deben tener refuerzo para cortante distribuido de tal manera que provea resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro (diafragma). Si la relación h_w/ℓ_w no excede 2.0, la cuantía de refuerzo ρ_v no puede ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_n.
	(f) La resistencia nominal a cortante de porciones del muro que comparten una fuerza horizontal común no debe exceder $(2/3)A_{cv}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cv} representa el área total de la sección y el cortante nominal de cualquier	**(f)** La resistencia nominal a cortante de porciones del muro que comparten una fuerza horizontal común no debe exceder $(2/3)A_{cv}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cv} representa el área total de la sección y el cortante nominal de cualquier

	porción de muro individualmente no puede exceder $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cp} representa el área de la porción de muro.	porción de muro individualmente no puede exceder $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cp} representa el área de la porción de muro.
	(g) La resistencia nominal a cortante de elementos horizontales del muro (vigas de enlace) no puede exceder $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cp} representa el área de la sección del elemento horizontal del muro.	**(g)** La resistencia nominal a cortante de elementos horizontales del muro (vigas de enlace) no puede exceder $(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$ donde A_{cp} representa el área de la sección del elemento horizontal del muro.

C.21.6.6 - ELEMENTOS DE BORDE EN MUROS ESTRUCTURALES - Los elementos de borde de los muros estructurales, cuando se requieran, deben cumplir los siguientes requisitos:

ELEMENTOS DE BORDE EN MUROS ESTRUCTURALES		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No se requieren elementos de borde.	**(a)** Deben colocarse elementos de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el máximo esfuerzo en la fibra extrema, producido por las fuerzas sísmicas mayoradas que incluyan efectos sísmicos, exceda $0.3f'_c$, a menos que todo el muro esté reforzado de tal manera que cumpla los requisitos de los literales (a) a (d) de C.21.4.4. Los elementos de borde pueden descontinuarse cuando el esfuerzo de compresión calculado en la fibra extrema sea menor que $0.22f'_c$. Los esfuerzos pueden calcularse utilizando las fuerzas mayoradas, un modelo matemático linealmente elástico y las dimensiones brutas de la sección.	**(a)** Deben colocarse elementos de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el máximo esfuerzo en la fibra extrema, producido por las fuerzas sísmicas mayoradas que incluyan efectos sísmicos, exceda $0.2f'_c$, a menos que todo el muro esté reforzado de tal manera que cumpla los requisitos de los literales (a) a (d) de C.21.4.4. Los elementos de borde pueden descontinuarse cuando el esfuerzo de compresión calculado en la fibra extrema sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos pueden calcularse utilizando las fuerzas mayoradas, un modelo matemático linealmente elástico y las dimensiones brutas de la sección.
	(b) Los elementos de borde, cuando se requieran, deben tener el refuerzo transversal especificado en los literales (a) a (d) de C.21.4.4.	**(b)** Los elementos de borde, cuando se requieran, deben tener el refuerzo transversal especificado en los literales (a) a (d) de C.21.4.4.
	(c) Los elementos de borde deben diseñarse de tal manera que sean capaces de resistir todas la fuerzas verticales mayoradas que actúan sobre el muro , incluyendo el peso propio, y las fuerzas verticales necesarias para resistir el momento de vuelco calculado para las fuerzas horizontales mayoradas producidas por el sismo.	**(c)** Los elementos de borde deben diseñarse de tal manera que sean capaces de resistir todas la fuerzas verticales mayoradas que actúan sobre el muro , incluyendo el peso propio, y las fuerzas verticales necesarias para resistir el momento de vuelco calculado para las fuerzas horizontales mayoradas producidas por el sismo.
	(d) El refuerzo transversal de los muros que tengan elementos de borde debe anclarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde de tal manera que sea capaz de resistir el f_y del refuerzo	**(d)** El refuerzo transversal de los muros que tengan elementos de borde debe anclarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde de tal manera que sea capaz de resistir el f_y del refuerzo

	transversal.	transversal.
	(e) Excepto cuando la fuerza cortante en el plano del muro, $\mathbf{V_u}$, sea menor que $\mathbf{(1/12)A_{cv}\sqrt{f'_c}}$ el refuerzo transversal que termina en el borde de los muros estructurales debe tener un gancho estándar que abrace el acero longitudinal localizado en el borde, o el refuerzo cercano al borde debe estar abrazado por estribos en forma de U, de barra del mismo diámetro del refuerzo transversal del muro, con el mismo espaciamiento igual, y empalmado con él.	**(e)** Excepto cuando la fuerza cortante en el plano del muro, $\mathbf{V_u}$, sea menor que $\mathbf{(1/12)A_{cv}\sqrt{f'_c}}$ el refuerzo transversal que termina en el borde de los muros estructurales debe tener un gancho estándar que abrace el acero longitudinal localizado en el borde, o el refuerzo cercano al borde debe estar abrazado por estribos en forma de U, de barra del mismo diámetro del refuerzo transversal del muro, con el mismo espaciamiento igual, y empalmado con él.
	(f) Los empalmes mecánicos y soldados del acero longitudinal de refuerzo del elemento de borde deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.	**(f)** Los empalmes mecánicos y soldados del acero longitudinal de refuerzo del elemento de borde deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

C.21.6.7 - ELEMENTOS DE BORDE DE DIAFRAGMAS - Los elementos de borde de los diafragmas, cuando se requieran, deben cumplir los siguientes requisitos:

ELEMENTOS DE BORDE DE DIAFRAGMAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** Los elementos de borde de los diafragmas deben dimensionarse para que resistan las suma de las fuerzas axiales mayoradas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento mayorado en la sección por la distancia entre los elementos de borde en la sección.	**(a)** Los elementos de borde de los diafragmas deben dimensionarse para que resistan las suma de las fuerzas axiales mayoradas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento mayorado en la sección por la distancia entre los elementos de borde en la sección.
	(b) Los empalmes del refuerzo de tracción de los elementos de borde y de los elementos colectores de los diafragmas deben ser capaces de desarrollar la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo. Los empalmes mecánicos y soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.	**(b)** Los empalmes del refuerzo de tracción de los elementos de borde y de los elementos colectores de los diafragmas deben ser capaces de desarrollar la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo. Los empalmes mecánicos y soldados deben cumplir los requisitos de C.21.2.6.

C.21.6.8 - JUNTAS DE CONSTRUCCION - Las juntas de construcción de los muros y diafragmas deben cumplir los requisitos de C.6.4, y los siguientes requisitos adicionales:

JUNTAS DE CONSTRUCCION EN MUROS Y DIAFRAGMAS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales, adicionales a los de la sección C.6.4.	No hay requisitos especiales, adicionales a los de la sección C.6.4.	Las superficies de contacto se deben hacer rugosas de acuerdo con lo especificado en C.11.7.9, y se deben cumplir los requisitos de la sección C.6.4.

C.21.6.9 - MUROS DISCONTINUOS - Las columnas que soportan muros discontinuos deben reforzarse de acuerdo con los requisitos del literal (g) correspondiente a capacidad especial de disipación de energía (DES) del ordinal C.21.4.4.

C.21.6.10 - VIGAS DE ENLACE EN MUROS ESTRUCTURALES - Las vigas de enlace entre segmentos de muros estructurales deben cumplir los siguientes requisitos:

VIGAS DE ENLACE EN MUROS ESTRUCTURALES		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** Las vigas de enlace con $\ell_n/d \geq 4$ deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.21.3. Se permite dispensar el requisito de C.21.3.1 (b) si se puede demostrar que existe adecuada estabilidad lateral de la viga.	**(a)** Las vigas de enlace con $\ell_n/d \geq 4$ deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.21.3. Se permite dispensar los requisitos de C.21.3.1 (c) y (d) si se puede demostrar que existe adecuada estabilidad lateral de la viga.
	(b) Las vigas de enlace con $\ell_n/d < 4$ pueden reforzarse utilizando dos grupos de barras intersectantes, simétricas en diagonal. Si la fuerza cortante mayorada, V_u, es mayor que $(0.31\sqrt{f'_c}\, b_w\, d)$ la viga de enlace debe tener el refuerzo en diagonal que se define en (c) a (e).	**(b)** Las vigas de enlace con $\ell_n/d < 4$ pueden reforzarse utilizando dos grupos de barras intersectantes, simétricas en diagonal. Si la fuerza cortante mayorada, V_u, es mayor que $(0.31\sqrt{f'_c}\, b_w\, d)$ la viga de enlace debe tener el refuerzo en diagonal que se define en (c) a (e).
	(c) Cada grupo de refuerzo en diagonal debe consistir en un mínimo de cuatro barras ensambladas en un núcleo cuya mínima dimensión es $b_w/2$. La resistencia de diseño ϕV_n (ϕ = 0.85) debe ser mayor que V_u, donde V_n se calcula por medio de la ecuación C.21-8. $V_n = 2f_y\, \text{sen}\alpha A_{vd} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$ **(C.21-8*)** cada grupo de barras en diagonal debe estar rodeado de refuerzo transversal de confinamiento que cumpla los requisitos de C.21.4.4 (a) y (b). Para efectos del valor de A_g, debe tomarse para cada grupo de barras en diagonal; la dimensión del núcleo más el recubrimiento apropiado, tal como se define en C.7.7.	**(c)** Cada grupo de refuerzo en diagonal debe consistir en un mínimo de cuatro barras ensambladas en un núcleo cuya mínima dimensión es $b_w/2$. La resistencia de diseño ϕV_n (ϕ = 0.85) debe ser mayor que V_u, donde V_n se calcula por medio de la ecuación C.21-8. $V_n = 2f_y\, \text{sen}\alpha A_{vd} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$ **(C.21-8*)** cada grupo de barras en diagonal debe estar rodeado de refuerzo transversal de confinamiento que cumpla los requisitos de C.21.4.4 (a) y (b). Para efectos del valor de A_g, debe tomarse para cada grupo de barras en diagonal; la dimensión del núcleo más el recubrimiento apropiado, tal como se define en C.7.7.
	(d) Debe colocarse refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal, el cual como mínimo, debe cumplir C.10.5, C.11.8.9, y C.11.8.10. Además puede incluirse el refuerzo en diagonal en el cálculo de la resistencia nominal a la flexión del elemento.	**(d)** Debe colocarse refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal, el cual como mínimo, debe cumplir C.10.5, C.11.8.9, y C.11.8.10. Además puede incluirse el refuerzo en diagonal en el cálculo de la resistencia nominal a la flexión del elemento.

	(e) No hay necesidad en el diseño de vigas de enlace, de cumplir con los requisitos de refuerzo en diagonal si se puede demostrar que la falla de la viga de enlace no afecta la capacidad de soporte para cargas verticales de la estructura, la evacuación de la edificación, u otros efectos inconvenientes. En estos casos el diseño debe tener en cuenta el cambio en la rigidez de la estructura causado por esta falla.	**(e)** No hay necesidad en el diseño de vigas de enlace, de cumplir con los requisitos de refuerzo en diagonal si se puede demostrar que la falla de la viga de enlace no afecta la capacidad de soporte para cargas verticales de la estructura, la evacuación de la edificación, u otros efectos inconvenientes. En estos casos el diseño debe tener en cuenta el cambio en la rigidez de la estructura causado por esta falla.

C.21.7 - ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA

C.21.7.1 - ALCANCE - Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben cumplir los requisitos de C.21.7.2.

C.21.7.2 - FUERZAS DE DISEÑO Y REQUISITOS MINIMOS - Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben verificarse para las fuerzas internas que se presentan cuando la estructura se ve sometida a los efectos causados por los movimientos sísmicos de diseño como los establece para estos elementos el Capítulo A.8. Según la magnitud de los momentos flectores y esfuerzos cortantes del elemento, determinados para las deformaciones que se indican en A.8.3.1, se deben cumplir los siguientes requisitos:

ELEMENTOS QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** Cuando los momentos flectores o los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, combinados con los efectos de las cargas verticales, exceden la resistencia del elemento, deben cumplirse los siguientes requisitos según la magnitud de la fuerza axial mayorada correspondiente a las cargas verticales únicamente: • Si la fuerza axial mayorada no excede $\mathbf{0.10f'_cA_g}$ deben cumplirse los requisitos dados en C.21.3. • Si la fuerza axial mayorada excede $\mathbf{0.10f'_cA_g}$ deben cumplirse los requisitos dados en C.21.4.	**(a)** Cuando los momentos flectores o los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, combinados con los efectos de las cargas verticales, exceden la resistencia del elemento, deben cumplirse los siguientes requisitos según la magnitud de la fuerza axial mayorada correspondiente a las cargas verticales únicamente: • Si la fuerza axial mayorada no excede $\mathbf{0.10f'_cA_g}$ deben cumplirse los requisitos dados en C.21.3. • Si la fuerza axial mayorada excede $\mathbf{0.10f'_cA_g}$ deben cumplirse los requisitos dados en C.21.4, excepto C.21.4.2, y en C.21.5.
	(b) Cuando no se exceda la resistencia del elemento, ni a flexión ni a cortante, el elemento debe cumplir los requisitos del literal (a) de C.21.3.2 y C.21.3.3.	**(b)** Cuando no se exceda la resistencia del elemento, ni a flexión ni a cortante, el elemento debe cumplir los requisitos del literal (a) de C.21.3.2 y C.21.3.3.

C.21.8 - PORTICOS LOSA-COLUMNA

C.21.8.1 - ALCANCE - En los pórticos donde la losa reemplaza la viga, utilizados como sistema estructural de resistencia sísmica, debe tenerse especial cuidado de no exceder los requisitos de deriva del Título A. Para el análisis deben utilizarse los requisitos del Capítulo C.8 y C.13. Se deben cumplir los siguientes requisitos.

PORTICOS LOSA-COLUMNA		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales	**(a)** Las armaduras de flexión asociadas con los momentos mayorados de la losa, $\mathbf{M_s}$, relacionados con efectos sísmicos, de las combinaciones dadas en B.2.4 deben colocarse dentro de la franja de columnas, tal como la define el Capítulo C.13.	No se permiten en estructuras de capacidad especial de disipación de energía. Véase el Título A.
	(b) La fracción de $\mathbf{M_s}$ definida por la ecuación C.13-1 debe resistirse por medio de refuerzo colocado dentro del núcleo confinado de la columna.	
	(c) Por lo menos la mitad del refuerzo de la franja de columnas en el apoyo debe colocarse dentro del ancho definido en C.13.4.9.2.	
	(d) Por lo menos una cuarta parte del refuerzo superior de la franja de columnas en el apoyo debe ser continuo en toda la luz.	
	(e) El refuerzo inferior continuo de la franja de columnas no debe ser menor que un tercio del refuerzo negativo en el apoyo de la misma franja de columnas.	
	(f) Por lo menos la mitad del refuerzo inferior de la franja de columnas en el centro de la luz, debe ser continuo y debe desarrollar su resistencia a la fluencia en la cara del apoyo, como la define C.13.6.2.4.	
	(g) En los bordes discontinuos todo el refuerzo superior e inferior del apoyo debe desarrollarse en la cara del apoyo como la define C.13.6.2.4.	
	(h) En losas de pórticos losa-columna aligeradas, las viguetas de capitel, o de la franja de columna deben tener como mínimo un ancho $\mathbf{b_w}$ mayor o igual a **150** mm, y tener estribos de confinamiento cerrados de dos ramas, espaciados a no más de **d/4**. Estos estribos deben llevarse al menos por una distancia **2d** medida hacia el centro de la luz, a partir de la cara del capitel.	
	(i) Las columnas de los pórticos	

	losa-columna deben cumplir los requisitos de C.21.4.	

C.21.8.2 - CORTANTE EN LA LOSA EN PORTICOS LOSA-COLUMNA - En los pórticos donde la losa reemplaza la viga, utilizados como sistema estructural de resistencia sísmica se deben cumplir los siguientes requisitos para efectos del diseño a cortante de la losa.

CORTANTE EN LA LOSA EN PORTICOS LOSA-COLUMNA		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada - *DMO***	**Especial - *DES***
No hay requisitos especiales.	**(a)** La fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ debe determinarse de la consideración de la porción de las fuerzas estáticas de la longitud del elemento que se encuentra entre las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Debe suponerse que el elemento está sometido a la carga mayorada vertical aferente y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto con una magnitud igual a la resistencia nominal a flexión, $\mathbf{M_n}$.	No se permiten en estructuras de capacidad especial de disipación de energía. Véase el Título A.
	(b) Alternativamente a los requisitos contenidos en (a) la fuerza cortante de diseño $\mathbf{V_e}$ puede obtenerse de las combinaciones de mayoración de carga que incluyan efectos sísmicos, tomando el factor de mayoración igual al doble del prescrito por el Título B. Esta operación puede realizarse utilizando un valor de $\mathbf{2.0}$ para el factor de carga de $\mathbf{E}$ en la ecuaciones B.2.4-4 y B.2.4-5.	
	(c) En la vecindad de las columnas, el esfuerzo cortante correspondiente a la acción en dos direcciones (punzonamiento) causado por las fuerzas mayoradas gravitacionales, sin incluir los efectos sísmicos, no puede exceder $\mathbf{0.4\phi v_c}$, donde $\mathbf{v_c}$ se calcula utilizando los requisitos de C.11.12.2.1 para losas no preesforzadas, y de C.11.12.2.2 para losas preesforzadas	

C.21.9 – ELEMENTOS DE LA FUNDACION

C.21.9.1 - GENERAL – Los elementos de la fundación que resistan fuerzas sísmicas, o que transfieran fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno, deben cumplir con los requisitos del Reglamento donde sea aplicable, y además con los requisitos dados a continuación:

FUERZAS SISMICAS EN LOS ELEMENTOS DE LA FUNDACION		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
(a) La fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección A.3.7.2.	**(a)** La fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección A.3.7.2.	**(a)** La fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección A.3.7.2.
(b) Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico	**(b)** Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico	**(b)** Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico
(c) Deben cumplirse los requisitos apropiados del Capítulo C.15 y del Título H.	**(c)** Deben cumplirse los requisitos apropiados del Capítulo C.15 y del Título H.	**(c)** Deben cumplirse los requisitos apropiados del Capítulo C.15 y del Título H.

C.21.9.2 – VIGAS DE AMARRE – Los elementos de la fundación tales como zapatas, dados de pilotes pilas o caissons, deben amarrarse entre si de acuerdo con los siguientes requisitos:

VIGAS DE AMARRE		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.
(b) Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.
(c) Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.	**(c)** Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.	**(c)** Lo exigido en la sección A.3.6.4.2.
(d) Lo requerido en C.15.13.	**(d)** Lo requerido en C.15.13.	**(d)** Lo requerido en C.15.13.
(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DMI*.	**(e)** Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DMO*.	**(e)** Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DES*.

C.21.9.3 – ZAPATAS Y DADOS DE PILOTES Y CAISSONS – Los elementos de la fundación tales como zapatas, dados de pilotes pilas o caissons, deben amarrarse entre si de acuerdo con los siguientes requisitos:

ZAPATAS Y DADOS DE PILOTES Y CAISSONS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.
(b) Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.
(c) Lo requerido en C.15.3 a C.15.9	**(c)** Lo requerido en C.15.3 a C.15.9	**(c)** Lo requerido en C.15.3 a C.15.9
(d) Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a los fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en C.15.4.9	**(d)** Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a los fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en C.15.4.9	**(d)** Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a los fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en C.15.4.9

C.21.9.4 – ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACION – Las zapatas que soportan más de una columnas, pedestal o muro, incluyendo zapatas combinadas y losas de fundación, deben cumplir los siguientes requisitos::

ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACION		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.	**(a)** Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico.
(b) Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.	**(b)** Lo que requiera el Título H.
(c) Lo exigido en la sección A.3.6.4.3.	**(c)** Lo exigido en la sección A.3.6.4.3.	**(c)** Lo exigido en la sección A.3.6.4.3.
(d) Lo requerido en C.15.13.	**(d)** Lo requerido en C.15.13.	**(d)** Lo requerido en C.15.13.
(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DMI*.	**(e)** Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DMO*.	**(e)** Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 para *DES*.

C.21.9.5 – PILOTES Y CAISSONS – Los pilotes, pilas o caisson deben cumplir los siguientes requisitos:

PILOTES, PILAS Y CAISSONS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.11.	Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.11.	Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.11.

C.21.9.6 – MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCION – Los muros y elementos de contención deben cumplir los siguientes requisitos:

MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCION		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - *DMI*	**Moderada – *DMO***	**Especial - *DES***
Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.12.	Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.12.	Deben cumplirse los requisitos de la sección C.15.12.

CAPITULO C.22
CONCRETO SIMPLE

C.22.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_g}$ = área bruta de la sección, en mm².
$\mathbf{A_1}$ = área cargada, en mm².
$\mathbf{A_2}$ = área de la base inferior del máximo tronco de pirámide, cono o cuña contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene como cara superior el área cargada y cuyos lados caen con una pendiente de 1 vertical a 2 horizontal, en mm².
$\mathbf{b}$ = ancho del elemento, en mm.
$\mathbf{b_0}$ = perímetro de la sección crítica para cortante en zapatas, en mm.
$\mathbf{B_n}$ = resistencia nominal a los esfuerzos de contacto del área cargada, en MPa.
$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.
$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.
$\mathbf{h}$ = altura total del elemento, en mm.
ℓ_c = distancia vertical entre apoyos, en mm.
$\mathbf{M_n}$ = resistencia nominal a momento en la sección.
$\mathbf{M_u}$ = momento mayorado en la sección.
$\mathbf{P_n}$ = resistencia nominal de una sección sometida a fuerza axial de compresión.
$\mathbf{P_{nw}}$ = resistencia nominal ante fuerza axial de un muro diseñado de acuerdo con C.22.6.5.
$\mathbf{P_u}$ = fuerza axial para una excentricidad dada.
$\mathbf{S}$ = módulo elástico de la sección, en mm^3.
$= \dfrac{\mathbf{b\,h^2}}{\mathbf{6}}$
$\mathbf{V_n}$ = resistencia nominal a la fuerzas cortante en la sección.
$\mathbf{v_u}$ = esfuerzo cortante en la sección debido a la fuerza cortante mayorada.
$\mathbf{V_u}$ = fuerza cortante mayorada.
β_c = relación del lado largo al lado corto del área de aplicación de una carga concentrada o de un apoyo.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia. Véase C.9.3.

C.22.1 - ALCANCE

C.22.1.1 - En el presente Capítulo se presentan los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto simple (vaciados en sitio y prefabricados), con las excepciones siguientes:

C.22.1.1.1 - Los requisitos del Título C del Reglamento, que no estén en conflicto con lo exigido en el presente Capítulo son aplicables a los elementos estructurales de concreto simple, con excepción de los muros de sótano de concreto simple los cuales no deben cumplir con los requisitos de C.4.2.2.

C.22.1.1.2 - Las losas apoyadas sobre el terreno, tales como aceras y pavimentos, no están cubiertas por el Reglamento, a menos que transmitan fuerzas verticales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

C.22.1.2 - En el diseño de estructuras especiales, tales como arcos, estructuras subterráneas para conducción de servicios públicos, muros de contención de gravedad y barreras de protección, pueden utilizarse los requisitos del presente Capítulo cuando sean apropiados.

C.22.2 - LIMITACIONES

C.22.2.1 - Los requisitos del presente Capítulo son aplicables al diseño de elementos estructurales de concreto simple, entendiéndose por concreto simple aquel que no tiene acero de refuerzo, o que lo contiene en cantidades menores que los mínimos prescritos por los otros capítulos del Título C para concreto reforzado.

C.22.2.2 - El uso del concreto simple se debe limitar a:

(a) elementos que están totalmente apoyados sobre el terreno, o apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proveer soporte continuo para cargas verticales, o
(b) elementos en los cuales el efecto de arco produce esfuerzos de compresión en todas sus secciones bajo todas las condiciones de carga.
(c) muros y pedestales (Véase C.22.6 y C.22.8).

No se permite el uso de concreto estructural simple en columnas.

C.22.2.3 - El concreto simple no debe emplearse en elementos estructurales donde haya efectos que requieran consideraciones especiales como pueden ser los efectos sísmicos y los producidos por explosiones, a menos que lo permitan otros Títulos del Reglamento, como pueden ser fundaciones de edificaciones de uno y dos pisos (véase el Título E.).

C.22.2.5 - RESISTENCIA MINIMA - El valor mínimo de la resistencia nominal a la compresión del concreto, f'_c, que se puede emplear en la construcción de elementos de concreto simple es 17 MPa.

C.22.3 - JUNTAS

C.22.3.1 - Deben disponerse juntas de contracción o de aislamiento adecuadas para dividir los elementos estructurales de concreto simple en elementos discontinuos a flexión. El tamaño de cada elemento debe limitarse de tal manera que se evite la presentación de esfuerzos de tracción internos causados por la restricción a los movimientos producidos por los cambios volumétricos causados por la retracción de fraguado, el flujo plástico y las variaciones de temperatura.

C.22.3.2 - En la definición de la cantidad y localización de las juntas de contracción o aislamiento deben tenerse en cuenta efectos tales como la influencia de las condiciones climáticas, la selección y proporciones de los materiales, el mezclado, la colocación y el curado del concreto, el grado de restricción al movimiento, los esfuerzos debidos a las fuerzas a que el elementos se ve sometido y las técnicas de construcción.

C.22.4 - METODO DE DISEÑO

C.22.4.1 - Los elementos estructurales de concreto simple deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada compatible con los requisitos de este Reglamento para diseño por el método de resistencia.

C.22.4.2 - Las cargas mayoradas se deben determinar para las combinaciones de carga establecidas en el Título B para el método de la resistencia.

C.22.4.3 - Cuando la resistencia requerida excede la resistencia de diseño, debe colocarse refuerzo y el elemento debe diseñarse como un elemento de concreto reforzado siguiendo los requisitos apropiados del presente Título del Reglamento.

C.22.4.4 - El diseño por el método de la resistencia de los elementos de concreto simple debe fundamentarse en una relación lineal esfuerzo-deformación del concreto tanto en compresión como en tracción.

C.22.4.5 - Se permite utilizar la resistencia a la tracción del concreto en el diseño de elementos de concreto simple, cuando se han cumplido los requisitos dados en C.22.3.

C.22.4.6 - En el diseño de elementos de concreto simple no se le asigna ninguna resistencia al acero de refuerzo presente.

C.22.4.7 - No se permite suponer que hay transmisión de los esfuerzos de tracción a través de los bordes externos de los elementos, de las juntas de control o de las juntas de construcción localizadas dentro de un mismo elemento. No hay continuidad a flexión debida a esfuerzos de tracción entre elementos de concreto simple adyacentes.

C.22.4.8 - En el cálculo de la resistencia a flexión, a flexión y carga axial y a cortante, de elementos de concreto simple, debe considerarse la sección transversal completa del elemento, excepto para concreto vaciado contra el suelo, en el cual deben descontarse 50 mm de la sección.

C.22.5 - RESISTENCIA DE DISEÑO

C.22.5.1 - El diseño de secciones sometidas a flexión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad \textbf{(C.22-1)}$$

donde M_u es el momento mayorado, ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para concreto simple dado en C.9.3, y M_n es el momento resistente nominal a flexión, calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$M_n = \frac{5}{12}\sqrt{f'_c}\ S \qquad \textbf{(C.22-2*)}$$

donde S es el módulo elástico de la sección.

C.22.5.2 - El diseño de secciones sometidas a esfuerzos de compresión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi P_n \geq P_u \qquad \textbf{(C.22-3)}$$

donde P_u es la fuerza axial mayorada, ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para concreto simple dado en C.9.3, y P_n es la resistencia nominal a fuerza axial que se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$P_n = 0.60 f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] A_1 \qquad \textbf{(C.22-4)}$$

donde A_1 es el área cargada.

C.22.5.3 - Los elementos sometidos a la combinación de flexión y fuerza axial en compresión deben dimensionarse de tal manera que en la cara de compresión:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \qquad \textbf{(C.22-5)}$$

y en la cara de tracción:

$$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi \frac{5\sqrt{f'_c}}{12} \qquad \textbf{(C.22-6*)}$$

C.22.5.4 - El diseño de secciones rectangulares sometidas a esfuerzos cortantes debe basarse en:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \textbf{(C.22-7)}$$

donde V_u es la fuerza cortante mayorada, ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para concreto simple dado en C.9.3.2, y V_n es la resistencia nominal a fuerza cortante que se calcula utilizando la siguiente ecuación para efectos cortantes de acción como viga:

$$V_n = \frac{\sqrt{f'_c}}{9} bh \qquad \textbf{(C.22-8*)}$$

y por la siguiente ecuación para acción en dos direcciones:

$$V_n = \frac{1}{9}\left[1+\frac{2}{\beta_c}\right]\sqrt{f'_c}\, b_0\, h \le \frac{2}{9}\sqrt{f'_c}\, b_0\, h \qquad \textbf{(C.22-9*)}$$

C.22.5.5 - El diseño de las áreas de contacto sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi B_n \ge P_u \qquad \textbf{(C.22-10)}$$

donde P_u es la fuerza aplicada en área de contacto, ϕ es el coeficiente de reducción de resistencia para concreto simple dado en C.9.3, y B_n es la resistencia nominal a fuerzas aplicadas sobre un área de contacto igual A_1, la cual se calcula por medio de:

$$B_n = 0.85 f'_c A_1 \qquad \textbf{(C.22-11)}$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados, que la zona cargada, la resistencia para esfuerzos de contacto pueden multiplicarse por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no más de 2.0.

C.22.6 - MUROS

C.22.6.1 - Los muros estructurales de concreto simple deben estar apoyados totalmente sobre el terreno, zapatas, muros de la fundación u otros elementos estructurales capaces de proveer un apoyo vertical continuo.

C.22.6.2 - Los muros estructurales de concreto simple deben diseñarse para las fuerzas verticales, laterales y otras que los puedan afectar.

C.22.6.3 - Los muros estructurales de concreto simple deben diseñarse siguiendo los requisitos de C.22.5.3, siempre y cuando el muro se diseñe para una excentricidad correspondiente al máximo momento que pueda acompañar la fuerza axial, pero no menor de **0.10h**. Si la resultante de todas las fuerzas mayoradas está localizada dentro del tercio central del espesor del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con C.22.5.3 o C.22.6.5. a sección En los otros casos el muro debe diseñarse siguiendo los requisitos de C.22.5.3.

C.22.6.4 - El diseño para esfuerzos cortantes debe realizarse siguiendo los requisitos de C.22.5.4.

C.22.6.5 - METODO EMPIRICO DE DISEÑO

C.22.6.5.1 - Los muros estructurales de concreto simple con sección transversal sólida y rectangular pueden diseñarse por medio de la ecuación C.22-12 si la resultante de todas la fuerzas mayoradas está localizada dentro del tercio central del espesor total del muro.

C.22.6.5.2 - El diseño de muros sometidos a fuerzas axiales de compresión debe basarse en:

$$\phi P_{nw} \ge P_u \qquad \textbf{(C.22-12)}$$

donde P_u es la carga axial mayorada y P_{nw} es la resistencia nominal a carga axial, la cual se calcula por medio de:

$$P_{nw} = 0.45\phi f'_c A_g\left[1-\left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \textbf{(C.22-13)}$$

C.22.6.6 - LIMITACIONES - Deben tenerse en cuenta las siguientes limitaciones en el diseño de los muros de concreto simple:

C.22.6.6.1 - A menos que se demuestre por medio de un análisis detallado, la longitud de muros que puede considerarse efectiva para una fuerza vertical concentrada no debe exceder la distancia centro entre fuerzas, ni el ancho de la superficie de contacto de la fuerza con el muro más cuatro veces el espesor del muro.

C.22.6.6.2 - Con la excepción de lo indicado en C.22.6.6.3 el espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/24 de la altura o de la longitud, la menor de las dos, ni menos de 140 mm.

C.22.6.6.3 - El espesor de muros exteriores de sótanos y de muros que hagan parte de la fundación no debe ser menor de 190 mm.

C.22.6.6.4 - Los muros deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral. (Véase C.22.3 y C.22.4.7)

C.22.6.6.5 - Deben colocarse al menos dos barras Nº 5 (5/8") o 16M (16 mm) alrededor de todas la aberturas para ventanas o puertas. Las barras deben extenderse por lo menos 600 mm más allá de la esquina de las aberturas.

C.22.7 - ZAPATAS

C.22.7.1 - Las zapatas de concreto simple deben diseñarse para las fuerzas mayoradas y las reacciones inducidas por movimientos, de acuerdo con los requisitos apropiados de diseño del Reglamento y para los requisitos específicos de C.22.7.2 a C.22.7.8.

C.22.7.2 - El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de la fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y los esfuerzos permisibles sobre el suelo dados por el estudio geotécnico.

C.22.7.3 - El concreto simple no debe utilizarse en zapatas apoyadas sobre pilotes.

C.22.7.4 - El espesor de las zapatas de concreto simple no debe ser menor de 200 mm. (Véase C.22.4.8)

C.22.7.5 - Los máximos momentos mayorados deben determinarse en las siguientes secciones críticas:

(a) en la cara de las columnas, pedestales, o muros, para zapatas que den apoyo a columnas, pedestales o muros de concreto.
(b) a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para zapatas que den apoyo a muros de mampostería, y
(c) a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de una platina de apoyo, para zapatas que den apoyo a columnas con platinas de apoyo de acero.

C.22.7.6 - CORTANTE EN ZAPATAS DE CONCRETO SIMPLE - El cortante en zapatas de concreto simple se rige por los siguientes requisitos:

C.22.7.6.1 - La máxima fuerza cortante mayorada debe calcularse siguiendo los requisitos de C.22.7.6.2, en las secciones críticas indicadas allí para zapatas que den apoyo a columnas, pedestales o muros. En las zapatas que den apoyo a columnas con platinas de apoyo de acero la sección crítica debe medirse a partir de la localización definida en el ordinal (c) de C.22.7.5.

C.22.7.6.2 - La resistencia a fuerzas cortantes en las zapatas de concreto simple está gobernada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

(a) acción como viga en la zapata, con la sección crítica contenida dentro de un plano que intersecta toda la zapata a lo largo de todo su ancho y que está localizada a una distancia $\mathbf{h}$ de la cara de la carga concentrada o del área del apoyo. Para esta condición la zapata debe diseñarse utilizando la ecuación C.22-8.
(b) acción en dos direcciones para zapatas con una sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada de tal manera que su perímetro, $\mathbf{b_0}$, es un mínimo, teniendo en cuenta que el perímetro de la sección crítica puede estar a una distancia igual a $\mathbf{h/2}$ de la carga concentrada o del área del apoyo. Para esta condición la zapata debe diseñarse utilizando la ecuación C.22-9.

C.22.7.7 - La columnas y pedestales de forma circular o poligonal pueden tratarse como elementos de sección cuadrada con la misma área para efectos de la localización de las secciones críticas para momento y cortante.

C.22.7.8 - La fuerza mayorada de contacto en la superficie de contacto no debe exceder la resistencia a los esfuerzos de contacto dada en C.22.5.5 en los dos elementos.

C.22.8 - PEDESTALES

C.22.8.1 - Los pedestales de concreto simple deben diseñarse para las fuerzas verticales, horizontales y otras, a que puedan verse sometidos.

C.22.8.2 - La relación de altura no soportada lateralmente a la dimensión lateral menor de los pedestales de concreto simple, no debe exceder tres.

C.22.8.3 - La máxima fuerza axial mayorada aplicada a un pedestal de concreto simple no debe exceder la resistencia a los esfuerzos de contacto dada en C.22.5.5.

C.22.9 - ELEMENTOS PREFABRICADOS

C.22.9.1 - El diseño de elementos prefabricados de concreto simple debe tener en cuenta todas las condiciones de carga desde su vaciado inicial hasta la terminación de la estructura, incluyendo el retiro de las formaletas, su almacenamiento, transporte y montaje.

C.22.9.2 - La limitaciones de C.22.2 son válidas para los elementos prefabricados de concreto simple, no solo en su posición final dentro de la estructura sino también durante su fabricación, transporte y montaje.

C.22.9.3 - Los elementos prefabricados de concreto simple deben conectarse apropiadamente con el fin de que puedan transferir todas la fuerzas horizontales a una sistema estructural capaz de resistir esas fuerzas.

C.22.9.4 - Los elementos prefabricados de concreto simple deben sujetarse y arriostrarse apropiadamente durante su montaje para garantizar su alineamiento adecuado y su integridad estructural hasta que estén permanentemente conectados a la estructura.

■

CAPITULO C.23
ANCLAJE AL CONCRETO

C.23.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_b}$ = área vástago del tornillo o perno, en mm².

$\mathbf{A_p}$ = es el área en mm² de la superficie de falla para grupos de anclajes, la cual se supone como un tronco de pirámide que se extiende desde la cabeza de los anclajes localizados en la periferia del grupo, hacia la superficie exterior con una inclinación de 45°.

$\mathbf{A_s}$ = es el área en mm² de la superficie inclinada de falla para anclajes individuales. Se supone como un tronco de cono cuyos lados tienen una inclinación de 45° desde la cabeza del anclaje hacia la superficie libre del concreto.

$\mathbf{A_t}$ = es el área en mm² del plano de fondo, correspondiente a la base menor del tronco de pirámide, definido por el área cubierta por el grupo de anclajes.

$\mathbf{b}$ = es la distancia entre los dos anclajes extremos de la fila más alejada del borde, en mm.

$\mathbf{C_c}$ = coeficiente de ajuste por efectos de esquina, adimensional. Ecuación C.23-12.

$\mathbf{C_t}$ = coeficiente de ajuste por espesor del elemento de concreto, adimensional. Ecuación C.23-11.

$\mathbf{C_w}$ = coeficiente de ajuste por efectos de grupo, adimensional. Ecuación C.23-10.

$\mathbf{d_e}$ = es la distancia desde la fila de anclajes más alejada del borde del concreto y el borde del concreto, en mm.

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, la cual no puede tomarse mayor de 42 MPa.

$\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.

$\mathbf{f'_s}$ = resistencia nominal del acero del anclaje, en MPa. La cual para tornillos NTC 4034 (ASTM A 307) ó NTC 423 (ASTM A 108), puede suponerse igual a 420 MPa.

$\mathbf{h}$ = es el espesor del elemento de concreto, en mm.

$\mathbf{n}$ = número de anclajes en el grupo.

$\mathbf{n_b}$ = es el número de anclajes en la fila más alejada del borde.

$\mathbf{P_{nc}}$ = resistencia nominal a tracción cuando gobierna el concreto, en N.

$\mathbf{P_{ns}}$ = resistencia nominal a tracción cuando gobierna el acero del tornillo o perno, en N.

$\mathbf{P_s}$ = fuerza aplicada de tracción, al nivel de fuerzas de servicio, en N.

$\mathbf{P_t}$ = fuerza admisible de tracción, al nivel de fuerzas de servicio, leída de la tabla C.23-1, en kN.

$\mathbf{P_u}$ = fuerza solicitada mayorada de tracción, en N.

$\mathbf{V_{nc}}$ = resistencia nominal al cortante cuando gobierna el concreto, en N.

$\mathbf{V_{ns}}$ = resistencia nominal al cortante cuando gobierna el acero del tornillo o perno, en N.

$\mathbf{V_s}$ = fuerza cortante aplicada al nivel de fuerzas de servicio, en N.

$\mathbf{V_t}$ = fuerza cortante admisible, al nivel de fuerzas de servicio, leída de la tabla C.23-1, en kN.

$\mathbf{V_u}$ = fuerza solicitada mayorada de cortante, en N.

$\mathbf{V'_{nc}}$ = resistencia nominal de un anclaje en la fila más alejada del borde, en N.

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia, para anclaje al concreto, en el presente Capítulo. Su valor cambia para los diferentes modos de falla.

C.23.1 - ALCANCE Y REQUISITOS GENERALES

C.23.1.1 - ALCANCE - En el presente Capítulo se presentan los requisitos mínimos para determinar la resistencia de anclajes al concreto tales como tornillos y pernos con cabeza. No cubre anclajes que empleen químicos (epóxicos), pernos de expansión, ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros); y en estos casos se debe recurrir a la información del fabricante la cual debe estar adecuadamente documentada.

C.23.1.2 - EMBEBIDO - Los anclajes, tornillos y pernos con cabeza, deben quedar sólidamente embebidos en el concreto.

C.23.1.3 - METODO DE DISEÑO - Se permite el diseño por el método de esfuerzos de trabajo o por el método de la resistencia, uno de los dos; con las limitaciones dadas a continuación.

C.23.1.3.1 - *Diseño por el método de esfuerzos de trabajo* - Cuando el diseño se realiza por el método de los esfuerzos de trabajo, tal como lo define la sección B.2.3, deben seguirse los requisitos dados en C.23.2, y deben utilizarse las combinaciones de carga dadas en B.2.3. Cuando los anclajes sean parte de una conexión perteneciente al sistema de resistencia sísmica en estructuras de capacidad moderada (*DMO*) y especial (*DES*) de disipación de energía, no se permiten los aumentos en esfuerzos admisibles para fuerzas sísmicas dados en B.2.3.4.1 y B.2.3.4.2.

C.23.1.3.2 - *Diseño por el método de la resistencia* - Cuando el diseño se realiza por el método de la resistencia, tal como lo define la sección B.2.4, deben seguirse los requisitos de C.23.3, y deben utilizarse las combinaciones de carga dadas en B.2.4. Cuando los anclajes sean parte de una conexión perteneciente al

sistema de resistencia sísmica en estructuras de capacidad moderada (*DMO*) y especial (*DES*) de disipación de energía, el coeficiente de carga para los efectos sísmicos, $\mathbf{E}$, debe duplicarse de 1.0 a 2.0, y cuando se trate de anclajes colocados en la zona de tensión del elemento de concreto, el coeficiente de carga para los efectos sísmicos, $\mathbf{E}$, debe triplicarse de 1.0 a 3.0.

C.23.2 - DISEÑO POR EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

C.23.2.1 - RESISTENCIAS PARA FUERZAS DE SERVICIO - Para tornillos y pernos de anclaje con cabeza, las resistencias, al nivel de fuerzas de servicio, para cortante y tracción, no deben exceder los valores dados en la tabla C.23-1.

Tabla C.23 -1 - Fuerzas, en servicio, $\mathbf{P_t}$ y $\mathbf{V_t}$, permitidas para tornillos y pernos con cabeza (kN) (1 kN = 100 kgf)

Diámetro Tornillo mm	Anclaje mínimo mm	Distancia al borde mm	Separa-ción mm	Resistencia nominal del concreto, f'_c					
				$f'_c = 14$ MPa		$f'_c = 21$ MPa		$f'_c = 28$ MPa	
				Tracción	Cortante	Tracción	Cortante	Tracción	Cortante
6.4 (1/4")	65	40	75	0.9	2.3	0.9	2.3	0.9	2.3
9.5 (3/8")	75	60	115	2.3	5.0	2.3	5.0	2.3	5.0
12.7 (1/2")	100	75	150	4.3	5.7	4.3	5.7	4.3	5.7
	100	130	150	6.4	7.0	6.8	7.5	7.0	7.9
15.9 (5/8")	115	95	190	6.8	12.5	6.8	12.5	6.8	12.5
	115	160	190	9.3	13.1	10.0	13.6	11.0	14.0
19.1 (3/4")	130	115	230	10.2	13.3	10.2	16.0	10.2	16.0
	130	190	230	12.3	19.3	13.4	19.5	14.5	20.0
22.2 (7/8")	155	135	270	11.6	15.2	11.5	18.5	11.5	18.2
25.4 (1")	180	150	305	12.9	17.0	14.7	20.4	16.5	24.0
28.7 (1-1/8")	205	170	345	15.4	21.5	15.4	21.5	15.4	21.5
32.3 (1-1/4")	230	190	380	18.0	26.3	18.0	26.3	18.0	26.3

Notas:

1 - Los valores tabulados corresponden a tornillo como mínimo de calidad NTC 4034 (ASTM A 307). Los tornillos deben tener una cabeza estándar en la parte embebida.

2 - Los valores tabulados corresponde a anclajes instalados a las distancias de borde y separaciones especificadas. Las distancias al borde y las separaciones pueden reducirse un 50% con una reducción equivalente de las fuerzas permitidas. Se puede emplear interpolación lineal para espaciamientos y distancias al borde intermedias.

3 - Debe utilizarse un anclaje mínimo 50 mm mayor para anclajes localizados en la parte superior de columnas pertenecientes a estructuras con capacidad moderada (*DMO*) y especial (*DES*) de disipación de energía.

C.23.2.2 - **COMBINACION DE TRACCION Y CORTANTE** - Cuando el tornillo o perno de anclaje esté sometido simultáneamente a tracción y fuerza cortante, debe emplearse la siguiente ecuación de interacción:

$$\left(\frac{\mathbf{P_s}}{\mathbf{P_t}}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{\mathbf{V_s}}{\mathbf{V_t}}\right)^{\frac{5}{3}} \leq \mathbf{1} \qquad \textbf{(C.23-1)}$$

Donde $\mathbf{P_s}$ y $\mathbf{V_s}$, corresponden a los valores solicitados de tracción y cortante respectivamente, y $\mathbf{P_t}$ y $\mathbf{V_t}$, corresponden a los valores admisibles leídos de la tabla C.23-1, de tracción y cortante respectivamente.

C.23.3 - DISEÑO POR EL METODO DE LA RESISTENCIA

C.23.3.1 - FUERZAS MAYORADAS - Las fuerzas mayoradas solicitadas sobre los tornillos y pernos con cabeza, no deben exceder los valores que se obtengan de acuerdo con los requisitos de la presente sección. Deben tenerse en cuenta las limitaciones de C.23.1.3.2 al calcular las fuerzas mayoradas.

C.23.3.2 - RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES - La resistencia de los anclajes embebidos en el concreto debe tomarse como la menor de las resistencias asociadas con la falla del concreto o la falla del acero del anclaje. Debe procurarse que la falla del anclaje, especialmente cuando está sometido a fuerzas dinámicas o sísmicas, se inicie con la falla del acero del anclaje y no con la del concreto donde se encuentra embebido. Se permite utilizar acero de refuerzo en anclajes que transmiten fuerzas de tracción y/o cortante, pero diseñándolos tomando en cuenta sus longitudes de desarrollo y su orientación con respecto a los planos de falla del concreto. La resistencia de tornillos y pernos con cabeza puede basarse en ensayos experimentales, realizados de acuerdo con C.23.3.3, o en los procedimientos dados en C.23.3.4. En pernos con cabeza el área de apoyo sobre el concreto de la cabeza, debe ser al menos 1.5 veces el área del perno en su vástago o espigo.

C.23.3.3 - RESISTENCIA BASADA EN ENSAYOS EXPERIMENTALES - La resistencia de los anclajes puede basarse en no menos de diez ensayos experimentales realizados utilizando los materiales, la configuración, tipo de anclajes, longitudes de anclaje, distancias al borde, platinas de base, y cargas a emplear en la obra. La resistencia nominal debe determinarse del valor promedio obtenido en los ensayos, menos una desviación estándar. El coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, que se aplica a la resistencia nominal debe ser igual a 0.8 cuando la falla del anclaje se produce en el acero en la mayoría de los casos, y 0.65 cuando controla la falla del concreto.

C.23.3.4 - RESISTENCIA OBTENIDA ANALITICAMENTE - La resistencia de los anclajes puede determinarse por medio de los procedimientos dados en C.23.3.4.1 a C.23.3.4.3.

C.23.3.4.1 - ***Resistencia en tracción*** - La resistencia de diseño a la tracción de anclajes individuales, o de conjuntos adecuadamente conectados, debe ser la mínima de $\phi \mathbf{P_{ns}}$ o $\phi \mathbf{P_{nc}}$, donde:

(a) Resistencia a tracción cuando gobierna el acero:

$$\phi \mathbf{P_{ns}} = \phi \, \mathbf{A_b} \, \mathbf{f_s'} \, \mathbf{n} \qquad \textbf{(C.23-2)}$$

en este caso el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.9.

(b) Resistencia a tracción cuando gobierna la falla del concreto:

(1) - Para anclajes individuales, o grupos de anclajes con una separación entre anclajes individuales mayor que dos veces su longitud de anclaje, y localizados al menos una longitud de anclaje del borde del concreto.

$$\phi \mathbf{P_{nc}} = \phi \; \mathbf{0.23} \sqrt{\mathbf{f_c'}} \; \mathbf{A_s} \; \mathbf{n} \qquad \textbf{(C.23-3*)}$$

En este caso, el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.65, a menos que se coloque refuerzo transversal en el concreto para confinar el concreto que rodea el anclaje y que pasa por entre la superficie de falla, caso en el cual se puede tomar un valor de 0.85.

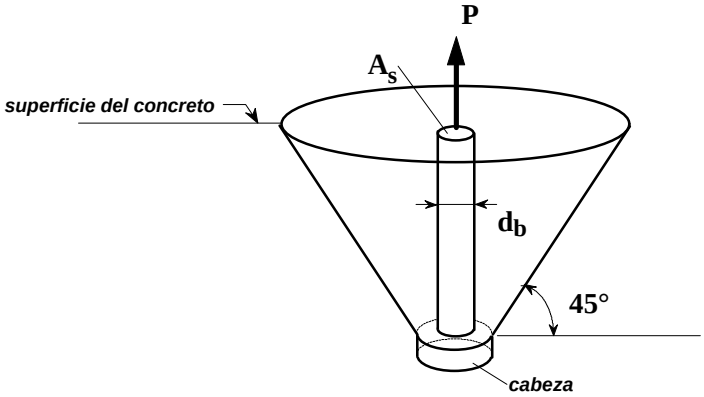


Figura C.23-1 - Cono de falla para un solo anclaje con cabeza

Cuando cualquier anclaje se encuentra localizado del borde del concreto a una distancia, menor que la longitud de anclaje, la resistencia a la tracción de ese anclaje debe reducirse proporcionalmente a la distancia al borde dividida por la longitud de anclaje. Cuando hay distancias a varios bordes menores que la longitud de anclaje, debe emplearse una reducción por cada distancia menor que la longitud de anclaje, las cuales son acumulativas.

(2) - Para grupos de anclajes cuando la separación entre anclajes es menor que dos veces la longitud de anclaje:

$$\phi P_{nc} = \phi \sqrt{f'_c}\left(0.23\,A_p + 0.33\,A_t\right) \qquad \textbf{(C.23-4*)}$$

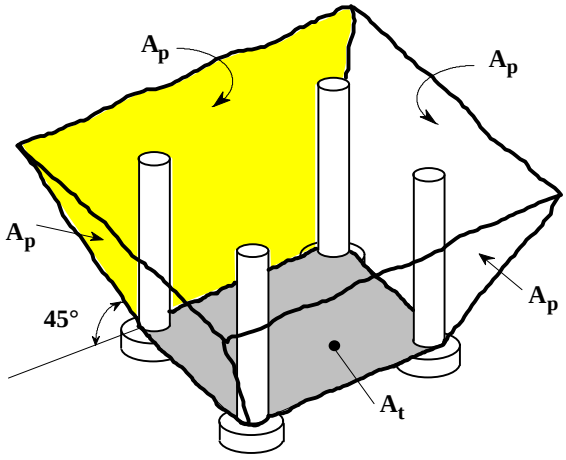


Figura C.23-2 - Pirámide truncada de falla para un grupo de anclajes con cabeza

En este caso, el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.65, a menos que se coloque refuerzo transversal en el concreto para confinar el concreto que rodea el anclaje y que pasa por entre la superficie de falla, caso en el cual se puede tomar un valor de 0.85.

Cuando cualquier anclaje se encuentra localizado del borde del concreto a una distancia, menor que la longitud de anclaje, la resistencia a la tracción debe calcularse utilizando el área A_p reducida apropiadamente.

Los grupos de anclajes deben verificarse para una superficie de falla que pasa totalmente a través del elemento de concreto, suponiendo que el tronco de pirámide se extiende hacia la superficie opuesta a la del anclaje y en este caso se toma el valor de A_p correspondientes a este nuevo tronco de pirámide y A_t se toma como cero. Debe emplearse el valor de la resistencia del grupo que conduzca al menor valor.

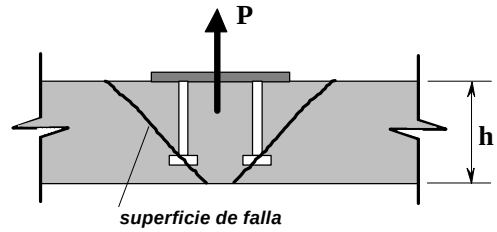


Figura C.23-3 - Superficie de falla para un grupo de anclajes colocados en una sección delgada

C.23.3.4.2 - ***Resistencia a cortante*** - La resistencia de diseño a cortante de los anclajes, debe ser la mínima de ϕV_{ns} o ϕV_{nc}, donde:

(a) Cuando la dirección de la fuerza cortante es hacia el borde del concreto, y éste se encuentra a una distancia d_e, medida desde la fila de anclajes más alejada del borde, mayor o igual a 15 diámetros de anclaje y la distancia desde la fila de anclajes más cercanos al borde no es menor de 6 diámetros de anclaje, la resistencia a cortante se determina por medio de las ecuaciones C.23-5, ó C.23-6:

$$\phi V_{ns} = \phi A_b f'_s n \qquad \textbf{(C.23-5)}$$

en este caso el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.75.

$$\phi V_{nc} = \phi 67 A_b \sqrt{f'_c}\, n \qquad \textbf{(C.23-6*)}$$

en este caso el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.65.

(b) Cuando la dirección de la fuerza cortante es hacia el borde del concreto, y éste se encuentra a una distancia d_e, medida desde la fila de anclajes más alejada del borde, menor a 15 diámetros de anclaje y la distancia desde la fila de anclajes más cercanos al borde es menor de 6 diámetros de anclaje, la resistencia a cortante se determina por medio de las ecuaciones C.23-7, ó C.23-8:

$$\phi V_{ns} = \phi A_b f'_s n_b \qquad \textbf{(C.23-7)}$$

en este caso el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.75.

$$\phi V_{nc} = \phi V'_{nc} C_w C_t C_c \qquad \textbf{(C.23-8)}$$

en este caso el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, se toma como 0.65, y $\phi V'_c$ se determina por medio de la ecuación C.23-9, C_w por medio de la ecuación C.23-10, C_t por medio de la ecuación C.23-11, y C_c por medio de la ecuación C.23-12.

La resistencia de diseño de un anclaje en la fila más alejada del borde, $\phi V'_c$ es:

$$\phi V'_c = \phi 5.29\, d_e^{1.5} \sqrt{f'_c} \le \phi 67 A_b \sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(C.23-9*)}$$

El coeficiente de ajuste por efectos de grupo, C_w es:

$$C_w = 1 + \left(\frac{b}{3.5 d_e}\right) \le n_b \qquad \textbf{(C.23-10)}$$

El coeficiente de ajuste por espesor del elemento de concreto, C_t es:

$$C_t = \frac{h}{1.3 d_e} \le 1.0 \qquad \textbf{(C.23-11)}$$

El coeficiente de ajuste por efectos de esquina, C_c es:

$$C_c = 0.4 + 0.7\left(\frac{d_c}{d_e}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(C.23-12)}$$

Para efectos de la resistencia al corte, en aquellas situaciones donde la longitud de anclaje o las distancias al borde del concreto están limitadas, se permite el empleo de refuerzo para confinar el concreto para evitar fallas prematuras.

(c) Cuando la dirección de la fuerza cortante es hacia el interior de la sección de concreto, la resistencia a cortante se determina por medio de las ecuación C.23-5.

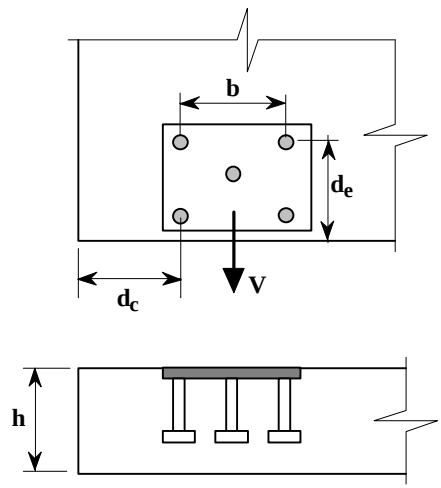


Figura C.23-4 - Cortante en un grupo de anclajes con cabeza

C.23.3.4.3 - ***Tracción y corte combinados*** - Cuando la tracción y el cortante actúan simultáneamente, deben cumplir todas las condiciones siguientes, tomando en cada caso el valor del coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado:

$$\left(\frac{V_u}{\phi V_{nc}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(C.23-13)}$$

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_{nc}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(C.23-14)}$$

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_{nc}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_{nc}}\right)^2 \leq 1.0 \qquad \textbf{(C.23-15)}$$

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_{ns}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_{ns}}\right)^2 \leq 1.0 \qquad \textbf{(C.23-16)}$$

APENDICE C-A
PROCEDIMIENTO ALTERNO DE DISEÑO A LA FLEXION POR EL METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES

C-A.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_s}$ = área del refuerzo, no preesforzado, que trabaja a tracción, expresada en mm².
$\mathbf{A'_s}$ = área del refuerzo a compresión, expresada en mm².
b = ancho de la cara a compresión del elemento, en mm.
d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
d' = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión, en mm.
$\mathbf{E_c}$ = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa (véase C.8.5.4).
$\mathbf{E_s}$ = módulo de elasticidad del refuerzo, expresado en MPa (véase C.8.5.5).
$\mathbf{f_c}$ = esfuerzo de compresión en la fibra extrema en compresión del concreto, expresado en MPa.
$\mathbf{f'_c}$ = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
$\mathbf{f_s}$ = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo, expresado en MPa.
$\mathbf{f'_s}$ = esfuerzo de compresión en el acero de refuerzo en compresión, expresado en MPa
$\mathbf{f_y}$ = resistencia nominal a la fluencia en el acero de refuerzo, expresada en MPa.
n = relación modular de elasticidad.
= $\mathbf{E_s/E_c}$
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (véase C.9.3).
ρ = cuantía del refuerzo no preesforzado en tracción (= $\mathbf{A_s/bd}$).
ρ' = cuantía del refuerzo a compresión, (= $\mathbf{A'_s/bd}$).

C-A.1 - ALCANCE

C-A.1.1 - Los elementos de concreto no preesforzado se pueden diseñar a la flexión utilizando cargas de servicio (sin factores de carga) y esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio de acuerdo con las disposiciones del presente apéndice.

C-A.1.2. - Para el diseño de los elementos que no se incluyen en el apéndice C-A, deben aplicarse las disposiciones apropiadas del Título C del Reglamento.

C-A.1.3 - Todas las disposiciones aplicables del Reglamento para concreto no preesforzado, excepto C.8.5.12, deben aplicarse a los elementos diseñados por el presente método alterno de diseño.

C-A.1.4 - Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos para control de deflexiones de C.9.5 y los requisitos C.10.4 a C.10.7 de este Reglamento.

C-A.2 - DEFINICIONES

C-A.2.1 - Los factores de carga y los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ###, deben tomarse como la unidad para elementos diseñados por el presente método alterno de diseño. (Véase B.2.3)

C-A.2.2 - Los elementos pueden dimensionarse para el 75% de la capacidad requerida en otras partes del apéndice C-A, cuando se consideran fuerzas de viento o sísmicas combinadas con otras cargas, siempre y cuando la sección que resulte no sea menor que la requerida para la combinación de carga viva y muerta. (véase B.2.3)

C-A.2.3 - Cuando la carga muerta reduce los efectos de otras cargas, los elementos deben diseñarse para el 85% de la carga muerta en combinación con las demás cargas. (Véase B.2.3)

C-A.3 - ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO CARGAS DE SERVICIO

C-A.3.1 - El esfuerzo en el concreto, f_c, en la fibra extrema en compresión, no debe exceder de $0.45 f'_c$, expresado en MPa.

C-A.3.2 - El esfuerzo de tracción en el refuerzo f_s no debe exceder de:

Acero de refuerzo con $f_y \leq 240$ MPa ..... 120 MPa

Acero de refuerzo con $f_y \geq 420$ MPa y malla de alambre
electrosoldada (liso o corrugado) ..... 170 MPa

Para acero de refuerzo colocado para flexión de diámetro
Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) o menor, en losas en una dirección
de luz inferior a 3.50 metros, no debe exceder ..... $0.50 f_y$ o 210 MPa

C-A.4 - FLEXION

Para la investigación de esfuerzos ante cargas de servicio, debe utilizarse la teoría de la elástica (para flexión) con las siguientes suposiciones:

C-A.4.1 - Las deformaciones varían linealmente con la distancia medida desde el eje neutro, excepto para elementos de gran altura sometidos a flexión con relaciones de altura total a la luz libre mayores de 2/5 para luces continuas y 4/5 para luces simples, en las cuales debe considerarse una distribución no lineal de deformación unitaria. (véase C.10.7).

C-A.4.2 - La relación esfuerzo-deformación del concreto, es una línea recta bajo cargas de servicio dentro del rango de esfuerzos admisibles.

C-A.4.3 - En elementos de concreto reforzado, el concreto no resiste tracción.

C-A.4.4 - La relación modular $n = E_s/E_c$ se puede tomar como el número entero más cercano (pero no menor de 6). Excepto en el cálculo de las deflexiones, el valor de n para concreto ligero debe considerarse igual que para concreto de peso normal de la misma resistencia.

C-A.4.5 - En elementos doblemente reforzados sometidos a flexión, debe utilizarse una relación modular efectiva de $2E_s/E_c$ para transformar el refuerzo de compresión en el cálculo de esfuerzos. El esfuerzo de compresión en dicho refuerzo no debe exceder del esfuerzo de tracción permisible.

C-A.4.6 – Los requisitos anteriores pueden considerarse satisfechos cuando los esfuerzos en los materiales se determinan por medio de las siguientes ecuaciones:

Esfuerzos en el acero de refuerzo en tracción:

$$f_s = \frac{M}{A_s\, jd} \leq (f_s)_{admisible} \qquad \textbf{(C-A-1)}$$

Esfuerzos en el acero de refuerzo en compresión:

$$f'_s = f_s \frac{k - \frac{d}{d'}}{1-k} \leq (f_s)_{admisible} \qquad \textbf{(C-A-2)}$$

Esfuerzos en compresión el concreto:

$$f_c = \frac{2M}{b\, d^2\, jk} \leq (f_c)_{admisible} \qquad \textbf{(C-A-3)}$$

donde:

$$\mathbf{j = 1 - \frac{k}{3}} \qquad \textbf{(C-A-4)}$$

y para secciones solo con refuerzo en tracción:

$$\mathbf{k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho} \qquad \textbf{(C-A-5)}$$

o para secciones con refuerzo a compresión:

$$\mathbf{k = \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n\left(\rho + \rho'\frac{d}{d'}\right)} - n(\rho + \rho')} \qquad \textbf{(C-A-6)}$$

■

APENDICE C-B
PROCEDIMIENTO ALTERNO DE DISEÑO
PARA FLEXION Y CARGA AXIAL

C-B.0 - NOMENCLATURA

f_y = resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, en MPa.
f_r = módulo de ruptura del concreto, en MPa.
0_t = deformación unitaria neta por tracción en refuerzo extremo de tracción.
ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

C-B.1 - ALCANCE

C-B.1.1 - Se permite el diseño para momento y fuerza axial utilizando los requisitos del presente Apéndice. Cuando se utiliza en diseño el Apéndice C-B, todas las secciones en el Apéndice se deben utilizar en cambio de las secciones correspondientes con el mismo número en los Capítulos C.8, C.9, C.10 y C.18. Si se utiliza una de las secciones del Apéndice, todas las secciones del mismo deben substituirse por las secciones correspondientes en el cuerpo del Reglamento.

C-B.8.5.12 - REDISTRIBUCION INELASTICA DE MOMENTOS EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXION - Excepto cuando se utilizan valores aproximados de los momentos, se permite aumentar o disminuir los momentos negativos en los apoyos de elementos continuos calculados utilizando la teoría elástica y para cualquier disposición de cargas, hasta por un valor equivalente a 10000_t por ciento, con un máximo de 30 por ciento.

C-B.8.5.12.1 - Los momentos negativos modificados se utilizan para calcular los momentos y cortantes en todas las secciones dentro de la luz.

C-B.8.5.12.2 - La redistribución de momentos negativos solo puede realizarse cuando 0_t es igual o mayor que 0.0075 en la sección en la cual el momento se reduce.

C-B.9.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO

C-B.9.3.1 - La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros miembros y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C de este Reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ. Por lo tanto:

C-B.9.3.2 - Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

C-B.9.3.2.1 - Secciones controladas por tensión ..... $\phi = 0.90$

C-B.9.3.2.2 - Secciones controladas por compresión:
- Miembros con refuerzo en espiral que cumplen C.10.3 ..... $\phi = 0.75$
- Miembros reforzados de otra manera ..... $\phi = 0.70$

Para secciones en la cuales la deformación unitaria neta en tracción, en el refuerzo extremo de tracción está entre los límites para secciones controladas por compresión y para secciones controladas por tracción, el valor de ϕ puede aumentarse linealmente desde el valor para secciones controladas por compresión hasta 0.9 en la medida que la deformación unitaria en el refuerzo extremo de tracción, al nivel de resistencia nominal, aumenta del valor para deformaciones unitarias controladas por compresión hasta 0.005. Alternativamente, se permite tomar el valor de ϕ como el de secciones controladas por compresión.

C-B.10.3.2 - La condición balanceada de deformaciones en una sección transversal se presenta cuando el refuerzo extremo en tracción alcanza la deformación que corresponde a su resistencia nominal a la fluencia f_y, al mismo tiempo en que el concreto a compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable de 0.003. La deformación unitaria de control por compresión corresponde a la deformación unitaria neta en tracción, 0_t, en el refuerzo extremo de tracción que existe cuando hay condición balanceada. En secciones preesforzadas se permite utilizar la misma deformación unitaria de control por compresión que para acero de refuerzo con una resistencia nominal a la fluencia, f_y, de 420 MPa.

C-B.10.3.3 - La secciones son controladas por compresión cuando la deformación unitaria neta en tracción, 0_t, en el refuerzo extremo de tracción es igual o menor que la deformación unitaria de control por compresión, cuando la deformación unitaria en el concreto en compresión llega a su límite de 0.003. Las secciones se consideran controladas por tracción cuando la deformación unitaria neta en tracción, 0_t, en el refuerzo extremo de tracción es igual o menor que 0.005, cuando la deformación unitaria en el concreto en compresión llega a su límite de 0.003. Las secciones con una deformación unitaria neta en tracción, 0_t, en el refuerzo extremo de tracción que se encuentren entre la deformación unitaria de control por compresión y 0.005, se encuentran en una zona de transición entre control por compresión y control por tracción.

C-B.18.1.3 - Las siguientes disposiciones del Reglamento no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto aquellas partes de ellas en que se indique específicamente que se permite utilizarlas en concreto preesforzado: C.7.6.5, C.8.5.7.1 a C.8.5.7.3, C.8.5.12, C.10.5, C.10.6, C.10.9.1, C.10.9.2, Capítulo C.13 y secciones C.14.3, C.14.5 y C.14.6.

C-B.18.8.1 - Las secciones de concreto preesforzado deben clasificarse como controladas por tracción o por compresión siguiendo los requisitos de C-B.10.3.3. Deben utilizarse los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ, apropiados de los dados en C-B.9.3.2.

C-B.18.8.2 - La cantidad total del refuerzo preesforzado y no preesforzado debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada al menos 1.2 veces la carga de fisuración calculada con base en el módulo de ruptura f_r, especificado en C.9.5.2.2, con la excepción de elementos a flexión con resistencias al corte y a la flexión por lo menos del doble de las requeridas por C.9.2.

C-B.18.8.3 - Parte o todo el refuerzo adherido, consistente en barras y tendones debe colocarse tan cerca como sea posible a la fibra extrema en tracción en todos los elementos preesforzado sometidos a flexión, excepto que en los elementos preesforzado con tendones no adheridos, debe colocarse al menos el mínimo refuerzo adherido que exige la sección C.18.9.

> **C-B.18.10.4.1** - Donde se coloque refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con C.18.9.2, los momentos negativos calculados por la teoría elástica para cualquier suposición de distribución de carga, de acuerdo con los requisitos de C-B.8.5.12.
>
> **C-B.18.10.4.2** - Los momentos negativos modificados deben emplearse para obtener los momentos correspondientes a la misma combinación de carga, en las secciones dentro de la luz del elemento.

APENDICE C-C
ESTRUCTURAS MIXTAS

C-C.0 - NOMENCLATURA

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia.

C-C.1 - COEFICIENTES DE REDUCCION DE RESISTENCIA

C-C.1.1 - Si el sistema estructural incluye elementos de un material diferente a concreto estructural y elementos de concreto estructural, se puede diseñar la estructura utilizando las combinaciones de carga dadas en B.2.5 y los coeficientes de reducción de resistencia dados a continuación:

C-C.1.1.1 - Flexión, sin carga axial ..... ϕ = **0.80**

C-C.1.1.2 - Tracción axial y tracción axial con flexión ..... ϕ = **0.80**

C-C.1.1.3 - Compresión axial y compresión axial con flexión

(a) Elementos con refuerzo en espiral que cumple C.10.9.3 ..... ϕ = **0.70**

(b) Otros elementos reforzados ..... ϕ = **0.65**

excepto que para valores bajos de la compresión axial sean bajos, el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ, puede aumentarse linealmente hacia el valor para flexión, **0.80**, utilizando la interpolación lineal dada en C.9.3.2.2 o C-B.9.3.2.2.

C-C.1.1.4 - Cortante y torsión ..... ϕ = **0.75**

(a) Para elementos con capacidad de especial de disipación de energía (*DES*) en los casos contemplados en la sección C.9.3.4 ..... ϕ = **0.55**

(b) Para elementos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) en los casos contemplados en la sección C.9.3.5 ..... ϕ = **0.55**

(c) Cortante en los nudos de estructuras con capacidad especial de disipación de energía (*DES*), ... ϕ = **0.80**

C-C.1.1.5 - Esfuerzos de contacto ..... ϕ = **0.65**

C-C.1.1.6 - Concreto simple ..... ϕ = **0.55**

APENDICE C-D
EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA SI Y EL mks DE LAS ECUACIONES NO HOMOGENEAS DEL PRESENTE TITULO

La ecuaciones que aparecen dentro del texto del presente Título del Reglamento con un asterisco, son ecuaciones no homogéneas. A continuación se da su equivalencia entre los dos sistemas de unidades:

Sistema SI ***esfuerzos en* MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en* kgf/cm²**
1 MPa	10 kgf/cm²
f'_c = 21 MPa (= 3 000 psi)	f'_c = 210 kgf/cm² (= 3 000 psi)
f'_c = 28 MPa (= 4 000 psi)	f'_c = 280 kgf/cm² (= 4 000 psi)
f'_c = 35 MPa (= 5 000 psi)	f'_c = 350 kgf/cm² (= 5 000 psi)
f'_c = 42 MPa (= 6 000 psi)	f'_c = 420 kgf/cm² (= 6 000 psi)
f_y = 240 MPa (= 34 000 psi)	f_y = 2 400 kgf/cm² (= 34 000 psi)
f_y = 420 MPa (= 60 000 psi)	f_y = 4 200 kgf/cm² (= 60 000 psi)
f_{pu} = 1 760 MPa (= 250 000 psi)	f_{pu} = 17 600 kgf/cm² (= 250 000 psi)
f_{pu} = 1 900 MPa (= 270 000 psi)	f_{pu} = 19 000 kgf/cm² (= 270 000 psi)
$\sqrt{f'_c}$ en MPa	$3.193\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²
$0.313\sqrt{f'_c}$ en MPa	$\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²
$\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$ en MPa	$0.53\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en* MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en* kgf/cm²**
C.5-2	$f'_{cr} = f'_c + 2.33\ S - 3.5$	$f'_{cr} = f'_c + 2.33\ S - 35$
C.8-1a	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.047\sqrt{f'_c}$	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.15\sqrt{f'_c}$
C.8-1b	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.041\sqrt{f'_c}$	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.13\sqrt{f'_c}$
C.8-1c	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.031\sqrt{f'_c}$	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.10\sqrt{f'_c}$
C.8-1d	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.034\sqrt{f'_c}$	$E_c = (w_c)^{1.5}\, 0.11\sqrt{f'_c}$

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en*** **MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en*** **kgf/cm²**
C.8-2a	$E_c = 5\,500\sqrt{f'_c}$	$E_c = 17\,500\sqrt{f'_c}$
C.8-2b	$E_c = 4\,700\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15\,000\sqrt{f'_c}$
C.8-2c	$E_c = 3\,600\sqrt{f'_c}$	$E_c = 11\,500\sqrt{f'_c}$
C.8-2d	$E_c = 3\,900\sqrt{f'_c}$	$E_c = 12\,500\sqrt{f'_c}$
C.8-5	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right)$	$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{6120}{6120+f_y}\right)$
C.9-6	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{1500}\right)}{36+5\beta(\alpha_m-0.2)} > 120\text{ mm}$	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{14000}\right)}{36+5\beta(\alpha_m-0.2)} > 12\text{ cm}$
C.9-4	$f_r = 0.7\sqrt{f'_c}$	$f_r = 2\sqrt{f'_c}$
C.9-7	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{1500}\right)}{36+9\beta} > 90\text{ mm}$	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{14000}\right)}{36+9\beta} > 9\text{ cm}$
C.10-3	$A_{s,min} = \rho_{min} db_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} db_w \geq \frac{1.4}{f_y} db_w$	$A_{s,min} = \rho_{min} db_w = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} db_w \geq \frac{14}{f_y} db_w$
C.10-4a	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2f_y} db_w$	$A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} db_w$
C.10-4b	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} db_f$	$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} db_f$
C.11-4	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$
C.11-5	$v_c = \left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	$v_c = 0.53\left(1+\frac{N_u}{140A_g}\right)\sqrt{f'_c}$
C.11-6	$v_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{7} + 17.1\,\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) \leq 0.3\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) \leq 0.93\sqrt{f'_c}$

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en*** **MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en*** **kgf/cm²**
C.11-8	$v_c = 0.3\sqrt{f'_c}\sqrt{1+\frac{N_u}{3.5A_g}}$	$v_c = 0.93\sqrt{f'_c}\sqrt{1+\frac{N_u}{35A_g}}$
C.11-9	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{N_u}{3.5A_g}\right) \geq 0$	$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{N_u}{35A_g}\right) \geq 0$
C.11-10	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5\frac{V_u d}{M_u}$ $\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \leq v_c \leq 0.42\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.16\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d}{M_u}$ $0.53\sqrt{f'_c} \leq v_c \leq 1.33\sqrt{f'_c}$
C.11-11	$v_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + \frac{V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}}{b_w d} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7}$	$v_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}}{b_w d} \geq 0.45\sqrt{f'_c}$
C.11-12	$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d\right)$	$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right)$
C.11-13	$v_{cw} = 0.3\left(\sqrt{f'_c} + f_{pc}\right) + \frac{V_p}{b_w d}$ $\sqrt{f'_c}/3$	$v_{cw} = 0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_w d}$ $1.1\sqrt{f'_c}$
C.11-14	$A_v = \frac{b_w s}{3f_y}$	$A_v = 3.5\frac{b_w s}{f_y}$
C.11-18	$v_s = \frac{A_v f_y \operatorname{sen}\alpha}{b_w d} \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{4}$	$v_s = \frac{A_v f_y \operatorname{sen}\alpha}{b_w d} \leq 0.8\sqrt{f'_c}$
C.11-20	$T_u < \phi\frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	$T_u < \phi\, 0.265\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$
C.11-21	$T_u < \phi\frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{3f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi 0.265\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$
C.11-22	$T_u < \phi\frac{\sqrt{f'_c}}{12}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{3N_u}{A_g\sqrt{f'_c}}}$	$T_u < \phi\, 0.265\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\sqrt{f'_c}}}$

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en*** **MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en*** **kgf/cm²**
C.11-23	$T_u = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	$T_u = \phi \sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$
C.11-24	$T_u = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{3 f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$	$T_u = \phi \sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$
C.11-25	$\sqrt{(v_u)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{0h}^2}\right)^2} \le \phi\left(v_c+\frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$	$\sqrt{(v_u)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{0h}^2}\right)^2} \le \phi\left(v_c+2\sqrt{f'_c}\right)$
C.11-26	$(v_u)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{0h}^2}\right) \le \phi\left(v_c+\frac{2\sqrt{f'_c}}{3}\right)$	$(v_u)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{0h}^2}\right) \le \phi\left(v_c+2\sqrt{f'_c}\right)$
C.11-30	$A_v + 2A_t \ge \frac{b_w s}{3 f_{yv}}$	$A_v + 2A_t \ge \frac{3.5 b_w s}{f_{yv}}$
C.11-31	$A_{\ell,min} = \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{12 f_{y\ell}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}}$ $A_t/s > (1/6)b_w/f_{yv}$	$A_{\ell,min} = \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{y\ell}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}}$ $A_t/s > 1.75b_w/f_{yv}$
C.11-34	$v_n = \frac{\sqrt{f'_c}}{18}\left(10+\frac{\ell_n}{d}\right)$	$v_n = 0.18\sqrt{f'_c}\left(10+\frac{\ell_n}{d}\right)$
C.11-35	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$	$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$
C.11-36	$v_c = \left(3.5-2.5\frac{M_u}{V_u d}\right)\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{7}+17.1\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)$ $v_c > (1/2)\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(3.5-2.5\frac{M_u}{V_u d}\right)\left(0.5\sqrt{f'_c}+176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)$ $v_c > 1.6\sqrt{f'_c}$
C.11-38	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{4}+\frac{N_u}{4\ell_w h}$	$v_c = 0.88\sqrt{f'_c}+\frac{N_u}{4\ell_w h}$
C.11-39	$v_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{20}+\frac{\ell_w\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{10}+\frac{N_u}{5\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}}\right]$	$v_c = \left[0.16\sqrt{f'_c}+\frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f'_c}+\frac{N_u}{5\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}}\right]$

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en*** **MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en*** **kgf/cm²**
C.11-42	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)$	$v_c = 0.27\sqrt{f'_c}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)$
C.11-43	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6}\left(1+\frac{\alpha_s d}{2\,b_0}\right)$	$v_c = 0.27\sqrt{f'_c}\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)$
C.11-44	$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3}$	$v_c = 1.1\sqrt{f'_c}$
C.11-45	$v_c = \left(\beta_p\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) + \frac{V_p}{b_0 d}$	$v_c = \left(0.27\beta_p\sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}\right) + \frac{V_p}{b_0 d}$
Sección C.12.2.2	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha\beta}{25\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha\beta}{6.6\sqrt{f'_c}}$
Sección C.12.2.2	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha\beta}{5\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha\beta}{5.3\sqrt{f'_c}}$
Sección C.12.2.2	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{18 f_y \alpha\beta}{25\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha\beta}{4.4\sqrt{f'_c}}$
Sección C.12.2.2	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y \alpha\beta}{10\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha\beta}{3.5\sqrt{f'_c}}$
C.12-1	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y}{10\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)}$
Sección C.12.3.2	$\frac{d_b f_y}{4\sqrt{f'_c}} \geq 0.04\, d_b f_y$	$\frac{0.075\, d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043\, d_b f_y$
Sección C.12.5.2	$\frac{100\, d_b}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{317.5\, d_b}{\sqrt{f'_c}}$
Sección C.12.7.2	$\left(\frac{f_y - 240}{f_y}\right)$	$\left(\frac{f_y - 2460}{f_y}\right)$
Sección C.12.8.1	$\ell_d \geq 3.3\frac{A_w f_y}{s_w\sqrt{f'_c}}$	$\ell_d \geq 1.02\frac{A_w f_y}{s_w\sqrt{f'_c}}$

Ecuación	*Sistema SI* *esfuerzos en* MPa	*Sistema mks* *esfuerzos en* kgf/cm²
Sección C.12.9.1	$\left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se}\right)\frac{d_b}{7}$	$0.014\left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se}\right)d_b$
Sección C.18.4.2(d)	$\sqrt{f'_{ci}}$	$3.2\sqrt{f'_c}$
C.18-4	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\,\rho_p}$
C.18-5	$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$
Sección C.21.5.3 DES	$1.7\sqrt{f'_c}\,A_j$	$5.3\sqrt{f'_c}\,A_j$
Sección C.21.5.3 DES	$1.25\sqrt{f'_c}\,A_j$	$4\sqrt{f'_c}\,A_j$
Sección C.21.5.3 DES	$1.0\sqrt{f'_c}\,A_j$	$3.2\sqrt{f'_c}\,A_j$
C.21-5	$\frac{\ell_{dh}}{d_b} = \frac{f_y}{5.4\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_{dh}}{d_b} = \frac{f_y}{17.2\sqrt{f'_c}}$
Sección C.21.6.2(a) DMO y DES	$(1/12)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$0.265\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.6.2(b) DMO y DES	$(1/6)\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$0.53\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$
C.21-6	$V_n = A_{cv}\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} + \rho_n f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(0.53\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y\right)$
C.21-7	$V_n = A_{cv}\left(\frac{\alpha_c\sqrt{f'_c}}{12} + \rho_n f_y\right)$	$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y\right)$
Sección C.21.6.5(f) DMO y DES	$(2/3)A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$2.12\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.6.5(f) DMO y DES	$(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$	$2.65\,A_{cp}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.6.5(g) DMO y DES	$(5/6)A_{cp}\sqrt{f'_c}$	$2.65\,A_{cp}\sqrt{f'_c}$
Sección C.21.6.6(e) DMO y DES	$(1/12)A_{cv}\sqrt{f'_c}$	$0.265\,A_{cv}\sqrt{f'_c}$

Ecuación	*Sistema SI* *esfuerzos en* MPa	*Sistema mks* *esfuerzos en* kgf/cm²
Sección C.21.6.10(b) DMO y DES	$0.31\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$	$\sqrt{f'_c}\, b_w d$
C.21-8	$V_n = 2 f_y \operatorname{sen}\alpha A_{vd} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$	$V_n = 2 f_y \operatorname{sen}\alpha A_{vd} \leq 2.65\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$
C.22-2	$M_n = \frac{5}{12}\sqrt{f'_c}\, S$	$M_n = 1.33\sqrt{f'_c}\, S$
C.22-6	$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi \frac{5\sqrt{f'_c}}{12}$	$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33\sqrt{f'_c}$
C.22-8	$V_n = \frac{\sqrt{f'_c}}{9} bh$	$V_n = 0.35\sqrt{f'_c}\, b\, h$
C.22-9	$V_n = \frac{1}{9}\left[1 + \frac{2}{\beta_c}\right]\sqrt{f'_c}\, b_0\, h \leq \frac{2}{9}\sqrt{f'_c}\, b_0\, h$	$V_n = \left[0.35 + \frac{0.71}{\beta_c}\right]\sqrt{f'_c}\, b_0\, h \leq 0.71\sqrt{f'_c}\, b_0\, h$
C.23-3	$\phi P_{nc} = \phi\, 0.23\sqrt{f'_c}\, A_s\, n$	$\phi P_{nc} = \phi\, 0.74\sqrt{f'_c}\, A_s\, n$
C.23-4	$\phi P_{nc} = \phi\sqrt{f'_c}\left(0.23 A_p + 0.33 A_t\right)$	$\phi P_{nc} = \phi\sqrt{f'_c}\left(0.74 A_p + A_t\right)$
C.23-6	$\phi V_{nc} = \phi\, 67\, A_b\sqrt{f'_c}\, n$	$\phi V_{nc} = \phi\, 212\, A_b\sqrt{f'_c}\, n$
C.23-9	$\phi V'_c = \phi\, 5.29\, d_e^{1.5}\sqrt{f'_c} \leq \phi\, 67\, A_b\sqrt{f'_c}$	$\phi V'_c = \phi\, 5.29\, d_e^{1.5}\sqrt{f'_c} \leq \phi\, 212\, A_b\sqrt{f'_c}$

TITULO D
MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

CAPITULO D.1
REQUISITOS GENERALES

D.1.1 - ALCANCE

D.1.1.1 - ALCANCE - El Título D de estas normas establece los requisitos mínimos de diseño y construcción para las estructuras de mampostería y sus elementos. Estas estructuras tienen un nivel de seguridad comparable a las estructuras de otros materiales, cuando se diseñan y construyen de acuerdo con los requisitos del presente Reglamento.

D.1.1.2 – ESTRUCTURAS ESPECIALES - Para estructuras especiales tales como arcos, bóvedas, tanques, silos y chimeneas, los requisitos del Título D de estas normas pueden utilizarse cuando sean aplicables, a juicio del ingeniero diseñador.

D.1.1.3 - PROPOSITO - Los requisitos establecidos en este Título están dirigidos a lograr un comportamiento apropiado de las construcciones en mampostería estructural y su integridad estructural bajo las condiciones de carga vertical permanente o transitoria, bajo condiciones de fuerza lateral, de viento o de sismo y bajo estados ocasionales de fuerzas anormales.

D.1.1.4 - COMPLEMENTO - El Título D se complementa con los otros Títulos de estas normas. En el eventual caso de conflicto entre uno o varios de los requisitos, debe adoptarse como válido el más severo de ellos.

D.1.1.5 – REQUISITOS MINIMOS - Los procedimientos y las especificaciones establecidas constituyen los requisitos mínimos que deben cumplir el diseño y la construcción de estructuras de mampostería, con el objetivo último de la protección a la vida de los usuarios de la edificación.

D.1.1.6 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO – Las estructuras de mampostería deben diseñarse por el método del estado límite de resistencia, descrito en B.2.4, y los requisitos del Título D se presentan para este método. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo, descrito en B.2.3 y para el efecto pueden emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D-1 – Diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de los dos métodos.

D.1.2 - PLANOS Y MEMORIAS

D.1.2.1 - PLANOS ESTRUCTURALES - Además de los requisitos establecidos en A.1.5.2 de estas normas, debe especificarse y detallarse en los planos lo siguiente:

- **(a)** Características de las unidades de mampostería utilizadas en el diseño, indicando la norma NTC, de las normas permitidas que se citan en la sección D.3.6, bajo la cual deben ser fabricadas.
- **(b)** Valor de la resistencia nominal a la compresión de la mampostería utilizada en los diferentes elementos estructurales, especificada respecto al área neta promedio de la sección $\left(f'_m\right)$.
- **(c)** Definición del mortero de pega como tipo M, S o N, de los indicados en la sección D.3.4, fijando su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- **(d)** Ubicación de las celdas y cavidades que deben inyectarse con mortero de relleno.
- **(e)** Definición del tipo de mortero de relleno, de los indicados en la sección D.3.5, prescribiendo su resistencia mínima a la compresión, medida como se define en esa misma sección.
- **(f)** Tamaño y localización de todos los elementos especificados.

(g) Tamaño especificado, resistencia, tipo y localización de los refuerzos, anclajes mecánicos y conectores utilizados en el diseño.

(h) Ubicación, tamaño y características de las juntas de control y de las juntas de construcción.

D.1.2.2 - MEMORIAS - Se debe cumplir lo estipulado al respecto en A.1.5.3.

D.1.3 - SUPERVISION TECNICA

D.1.3.1 – OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISION TECNICA – Toda edificación de más de 3000 m² de área construida debe someterse a una Supervisión Técnica, como lo indica la Ley 400 de 1997. El Supervisor técnico debe cumplir lo dispuesto en el Título I, Supervisión Técnica, del presente Reglamento. Dada la susceptibilidad de la mampostería estructural a los defectos de la calidad de la mano de obra y a la calidad de los materiales utilizados; es recomendable en edificaciones de menos de 3000 m², que toda obra que se realice con este sistema se construya bajo estricta supervisión técnica de un profesional idóneo, Ingeniero Civil o Arquitecto debidamente matriculado, o un representante competente bajo su responsabilidad.

D.1.3.2 – ALCANCE DE LA SUPERVISION - El supervisor técnico debe verificar la concordancia entre la obra ejecutada y los planos y especificaciones de construcción, de acuerdo con lo estipulado en la sección I.2.4 de este Reglamento.

D.1.3.3 – REGISTRO DE LAS LABORES DE SUPERVISION - El Supervisor técnico debe llevar un registro escrito de su labor. Además de lo reglamentado en A.1.3.9 y en el Título I, el supervisor técnico debe controlar y registrar la calidad de las unidades de mampostería, de los morteros de pega y de relleno, la disposición de las armaduras, anclajes y conectores. Igualmente debe supervisar las operaciones de inyección de mortero.

D.1.4 - REQUISITOS GENERALES PARA LAS ESTRUCTURAS EN MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

D.1.4.1 – RESISTENCIA ANTE CARGAS HORIZONTALES EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES EN PLANTA - Los muros estructurales son elementos de gran rigidez para fuerzas aplicadas en su plano y de baja rigidez y resistencia cuando se aplican fuerzas perpendiculares a su plano. Por tal razón, toda estructura conformada por muros estructurales debe tener componentes en las dos direcciones ortogonales principales de la edificación, mediante la disposición de muros en las direcciones apropiadas o por medio del uso de elementos compuestos cuya geometría en planta genere rigidez en dos direcciones principales.

D.1.4.1.1 – *Diferencia en rigidez entre las dos direcciones principales en planta* - En cualquier piso en edificaciones de mampostería estructural con tres niveles o más, la rigidez aportada por el conjunto de elementos estructurales existentes en una dirección, no puede ser inferior al 20% de la rigidez existente en la dirección ortogonal. En edificaciones de uno y dos niveles esta relación puede reducirse al 10%.

D.1.4.2 – MODELO MATEMATICO PARA REALIZAR EL ANALISIS - Se puede utilizar para el análisis estructural el modelo de muros en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de piso. En su defecto, puede utilizarse cualquier modelo estructural alternativo compatible con el funcionamiento real de la construcción ante la solicitación analizada, siempre que se garantice por evidencia experimental o teórica la mejor precisión de la respuesta determinada con el modelo alternativo.

D.1.4.3 – DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE PISO - El sistema de piso utilizado como diafragma debe diseñarse para atender los esfuerzos derivados de su función, teniendo en cuenta lo dispuesto en A.3.6.8.

D.1.4.4 – INCONVENIENCIA DE LA COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES - Debido a que la estructura puede verse sometida a condiciones de trabajo en el rango inelástico bajo sismos severos, no se considera conveniente la combinación en altura de sistemas estructurales de diferentes capacidades de disipación de energía.

D.1.4.5 – REQUISITOS PARA LA COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERIA - En caso de que se utilice la combinación en planta, o en la altura, de sistemas estructurales diferentes, deben cumplirse los requisitos enunciados en las secciones A.3.2.4 y A.3.2.5.

D.1.4.6 – LIMITES DE DERIVA PARA SISTEMAS DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL – Los valores de los limites de la deriva para construcciones en mampostería estructural están indicados en la tabla A.6-1 de este Reglamento.

D.1.4.7 – REQUISITOS PARA LOS MATERIALES - Todos los materiales utilizados en la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir las normas y especificaciones relacionadas en el Capítulo D.3.

D.1.4.8 – CONDICIONES AMBIENTALES - Cuando las condiciones ambientales estén por fuera de las normales o puedan afectar negativamente las características especificadas de los materiales, deben tomarse precauciones adicionales de manera que se garantice el funcionamiento correcto de la construcción realizada en estas condiciones.

D.1.4.9 – MANO DE OBRA EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA - Debe darse especial importancia a la utilización de mano de obra calificada. Los controles iniciales y previos de la construcción deben ser los especificados, con el objeto de poder determinar la calificación más exigente del personal involucrado.

►

CAPITULO D.2
CLASIFICACION, USOS, NORMAS, NOMENCLATURA Y DEFINICIONES

D.2.1 - CLASIFICACION DE LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

Estas normas reconocen los siguientes tipos de mampostería:

D.2.1.1 - MAMPOSTERIA DE CAVIDAD REFORZADA - Es la construcción realizada con dos paredes de piezas de mampostería de caras paralelas reforzadas ó no, separadas por un espacio continuo de concreto reforzado, con funcionamiento compuesto y que cumple los requisitos del capítulo D.6 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.2.1.2 - MAMPOSTERIA REFORZADA - Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.7 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*) cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno, y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*) cuando solo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo.

D.2.1.3 - MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA - Es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero y que cumple los requisitos del capítulo D.8 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.2.1.4 - MAMPOSTERIA NO REFORZADA - Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada. Debe cumplir los requisitos del Capítulo D.9 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.2.1.5 - MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS - Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.2.1.6 - MAMPOSTERIA DE MUROS DIAFRAGMA - Se llaman muros diafragma de mampostería a aquellos muros colocados dentro de una estructura de pórticos, los cuales restringen su desplazamiento libre bajo cargas laterales. Los muros diafragma deben cumplir los requisitos del capítulo D.11 de estas normas. Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del Capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o de la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

D.2.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

D.2.2.1 – USOS PERMITIDOS – Se permite, de acuerdo con el Reglamento, el uso de la mampostería estructural como sistema estructural, siempre y cuando se cumpla con las salvedades establecidas en el presente Título, las limitaciones de uso para los diferentes tipos de mampostería estructural del Capítulo A.3, según la zona de amenaza sísmica, el grupo de uso de la edificación, y el tipo de sistema estructural.

D.2.2.2 – COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES - La combinación de sistemas estructurales que incluyen mampostería estructural tiene las mismas limitaciones y debe cumplir con los requisitos descritos en el Capítulo A.3 de este Reglamento.

D.2.2.3 – ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO DENTRO DE LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL - Se permite el empleo de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería estructural, o en combinación con ella, en elementos tales como dinteles, vigas, elementos colectores de diafragmas, machones, etc., para los casos diferentes a los contemplados explícitamente dentro de cada uno de los tipos de mampostería estructural. El diseño de estos elementos se debe realizar siguiendo los requisitos del Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico en que se clasifique el tipo de mampostería en el cual están colocados los elementos de concreto reforzado. Los enchapes realizados con piezas de mampostería cuando se utilicen como formaleta para vaciar el concreto, pueden considerarse como parte del recubrimiento de los elementos de concreto reforzado. Los valores del coeficiente básico de disipación de energía $\mathbf{R_0}$, que se emplee en el diseño de estos elementos debe ser el mismo asignado al sistema de mampostería estructural en el Capítulo A.3.

D.2.3 - NORMAS Y ESPECIFICACIONES CITADAS EN EL TITULO D DEL REGLAMENTO

Las siguientes normas Técnicas Colombianas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC, y de la Sociedad Americana para ensayos de Materiales, ASTM, a las cuales se hace referencia en el Título D de estas normas, y hacen parte integral de él. Debe consultarse A.1.6 respecto a la obligatoriedad de la normas técnicas mencionadas en este Título del Reglamento.

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC

NTC 121 - Cemento Portland - Especificaciones físicas y mecánicas.

NTC 161 - Barras lisas de acero al carbono para concreto armado. (Nota: C.3.5.5 impone limitaciones a la utilización de este tipo de acero de refuerzo). (ASTM A615)

NTC 245 - Barras de acero al carbono trabajadas en frío para concreto reforzado armado. (Nota: Se prohibe el uso de este tipo de acero).

NTC 248 - Barras corrugadas de acero al carbono para concreto reforzado armado. (Nota: C.3.5.5 impone requisitos adicionales a los que contiene esta Norma). (ASTM A615)

NTC 296 - Dimensiones modulares de ladrillos cerámicos.

NTC 321 - Cemento Portland - Especificaciones químicas.

NTC 673 - Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto (ASTM C39).

NTC 922 - Ladrillos sílico-calcáreos. (ASTM C73)

NTC 2240 - Agregados usados en morteros de mampostería. (ASTM C144)

NTC 2289 - Barras y rollos corrugados de acero de baja aleación y/o termotratados para concreto reforzado en construcciones de diseño sismo resistente. (ASTM A706)

NTC 3329 - Especificaciones del mortero para unidades de mampostería. (ASTM C270)

NTC 3356 - Mortero premezclado de larga duración para unidades de mampostería. (ASTM C1142)

NTC 3495 - Resistencia a la compresión de prismas de mampostería. (ASTM E447)

NTC 3546 - Método de ensayo para la evaluación en el laboratorio y en obra, de morteros para unidades de mampostería simple y reforzada. Toma de muestras y ensayo del mortero de pega para mampostería. (ASTM C780)

NTC 4002 – Siderurgia. Alambre liso de acero para refuerzo de concreto. (ASTM A82)

NTC 4017 – Método de ensayo para unidades de mampostería de arcilla cocida. (ASTM C67)

NTC 4019 - Cal hidratada para mampostería. (ASTM C207)

NTC 4020 - Agregados para mortero de inyección para mampostería. (ASTM C404)

NTC 4024 - Muestreo y ensayo de prefabricados de concreto no reforzados, vibrocompactados. (ASTM C140)

NTC 4026 - Unidades bloques y ladrillos de concreto para mampostería estructural. (ASTM C90)

NTC 4040 - Procedimientos de soldadura aplicables al acero para refuerzo de concreto. (ANSI/AWS D1.4)

NTC 4043 - Muestreo y ensayo de concreto fluido (Grouts). (ASTM C1019)

NTC 4046 - Cal viva (CaO) para propósitos estructurales. (ASTM C5)

NTC 4048 - Lechadas (Grouts) para mampostería. (ASTM C476)

NTC 4050 - Cemento para mampostería. (ASTM C91)

NTC 4076 - Unidades de concreto bloques y ladrillos para mampostería no estructural. (ASTM C129)

NTC 4205 - Unidades de mampostería de arcilla cocida (ladrillos y bloques) (ASTM C34, C56 y C62)

NTC 4383 – Términos y definiciones sobre mampostería de concreto.

Normas ASTM

A 82 - Specification for Steel Wire, plain for concrete reinforcement. (NTC 4002)

A 706 - Specification for low-alloy steel deformed bars for concrete reinforcement. (NTC 2289)

C 5 - Specification for quicklime for structural purposes. (NTC 4046)

C 34 - Specification for structural clay load-bearing wall tile. (NTC 4205)

C 55 – Specification for concrete building brick. (NTC 4026)

C 56 - Specification for structural clay, non-load bearing tile. (NTC 4205)

C 62 - Specification for building brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 67 – Test methods of sampling and testing brick and structural clay tile. (NTC 4017)

C 73 - Specification for calcium silicate face brick (Sand-lime brick). (NTC 922)

C 90 - Specification for load-bearing concrete masonry units. (NTC 4026)

C 91 - Specification for masonry cement. (NTC 4050)

C 109 – Test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or 50-mm cube specimens). (NTC 220)

C 129 - Specification for non-load-bearing concrete masonry units. (NTC 4076)

C 140 - Method of sampling and testing concrete masonry units. (NTC 4024)

C 144 - Specification for aggregate for masonry mortar. (NTC 2240)

C 150 - Specification for portland cement.

C 207 - Specification for hydrated lime for masonry purposes. (NTC 4019)

C 212 – Specification for structural clay facing tile. (NTC 4205)

C 216 – Specification for facing brick (Solid masonry units made from clay or shale). (NTC 4205)

C 270 - Specification for mortar for unit masonry. (NTC 3329)

C 404 - Specification for aggregate for masonry grout. (NTC 4020)

C 476 - Specification for grout for masonry. (NTC 4048)

C 595 - Standard specification for blended hydraulic cements.

C 652 – Specification for hollow brick (Hollow masonry units made from clay or shale) (NTC 4205)

C 780 - Test method for pre-construction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry. (NTC 3546)

C 1019 - Method for sampling and testing grout. (NTC 4043)

C 1142 - Specification for ready-mixed mortar for masonry. (NTC 3356)

E 447 - Test methods for compressive strength of masonry prisms. (NTC 3495)

Normas de la AWS:

"Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4-92) of the American Welding Society (NTC 4040).

D.2.4 - NOMENCLATURA

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento **i**, en mm². Capítulo D.10.
A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm². Capítulo D.10.
A_e = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2. Véase D.5.4.1.
A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m². Capítulo D.10.
A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm². Capítulo D.10.
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2. Véase D.5.4.5.
A_p = área del piso en el nivel considerado, en m². Capítulo D.10.
A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2.
A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm².
A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm^2.
A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2.
A_v = área del refuerzo para cortante, mm^2.
a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm.
a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación (D.5-2), mm.
b = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.
d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
E = efectos sísmicos reducidos.
E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
F_s = fuerzas sísmicas.
f'_c = resistencia a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.

f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa.

f'_{cr} = resistencia a la compresión del mortero de relleno, MPa.

f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa.

f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.

$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.

f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.

f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.

G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.

G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.

h = altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación (D.3-1).

h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm, véase D.5.4.3, o longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo en el Capítulo D.10.

h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm. Capítulo D.10.

I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm^4. Capítulo D.10.

k_p = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional
$k_p = 1.4$ para unidades de concreto
$k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas

ℓ = luz de una viga o dintel, mm.

ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm. Capítulo D.10.

ℓ_w = longitud horizontal del muro, mm, o longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en el Capítulo D.10.

M = momento actuante que ocurre simultáneamente con V.

M_n = resistencia nominal a flexión.

M_{cr} = momento de agrietamiento del muro de mampostería.

M_u = momento mayorado solicitado de diseño del muro.

N = número de niveles por encima del nivel considerado, Capítulo D.10.

P_b = carga axial nominal balanceada, N.

P_n = resistencia nominal a carga axial, N.

P_{nc} = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.

P_{nt} = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.

P_o = máxima resistencia axial teórica, N.

P_u = fuerza axial de diseño solicitada sobre el muro, en N.

P_{uc} = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.

P_{ud} = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N. Capítulo D.10.

P_{ut} = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N. Capítulo D.10.

DP_{ui} = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i, causada por el momento solicitado de diseño, M_u, en N. Capítulo D.10.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.

R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.

R_m = parámetro definido por medio de la ecuación (D.3-1).

R_0 = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.

r = relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional.

s = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.

t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.

V = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M.

V_n = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.

V_{nc} = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N. Capítulo D.10.

V_m = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.

V_u = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.

V_{uc} = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N. Capítulo D.10.

V_s = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
x_i = distancia de la columna de confinamiento **i** al borde del muro, en mm. Capítulo D.10.
$\bar{x}$ = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm. Capítulo D.10.
a = coeficiente para ser empleado en la ecuación (D.5-24).
e_{mu} = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería (e_{mu} = 0.003).
e_y = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
f = coeficiente de reducción de resistencia.
r = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $r = A_s(bd)$.
r_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.
r_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv}, mm^2.

D.2.5 - DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden a los términos de mayor uso en el presente título de estas normas. Deberán consultarse además, las consignadas en A.12.1, en el capítulo C.2, y en la norma NTC 4383.

Absorción - Cantidad de agua que penetra en los poros de la unidad en relación al peso seco.

Acción compuesta - Transferencia de esfuerzos entre los componentes de un elemento diseñado para resistir las cargas de tal manera que los componentes actúan en conjunto como un solo elemento.

Adherencia - Adhesión y enlace del concreto ó el mortero al refuerzo ó a otras superficies junto a las cuales es colocado. Capacidad del mortero para atender esfuerzos normales y tangenciales a la superficie que lo une en la estructura.

Aditivo - Es toda substancia, diferente al agua, los agregados, el cemento y los refuerzos, usada como ingrediente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o después del mezclado.

Altura libre efectiva - Distancia libre entre elementos que proveen apoyo lateral y que se emplea para calcular la relación de esbeltez del muro o columna.

Antepecho - Muro de altura inferior a la de piso que configura la parte inferior de una ventana, de un balcón.

Aparejo - Patrón de colocación de las unidades de mampostería.

Aparejo trabado - Patrón de colocación de las unidades de mampostería traslapadas con las unidades superiores e inferiores al menos en un cuarto de la longitud de la pieza.

Aparejo de petaca - Patrón de colocación de las unidades de mampostería alineadas verticalmente sin traslapos.

Arcilla cocida (cerámica) - Mezcla de arcilla, sílice y otros componentes menores, moldeada y que ha sido sometida a temperaturas altas por tiempo prolongado.

Area bruta de la sección - Area delimitada por los bordes externos de la mampostería en el plano bajo consideración.

Area neta de la sección - Es el área de la unidad de mampostería incluyendo los morteros de relleno y excluyendo las cavidades, medida en el plano bajo consideración, desde los bordes externos de la mampostería.

Bloque – Es un tipo de pieza de mampostería que tiene huecos.

Bloque de perforación horizontal – Es un bloque de arcilla cocida cuyas perforaciones son horizontales y que se sienta sobre la cara que no tiene huecos.

Bloque de perforación vertical – Es un bloque, de concreto o de arcilla cocida, que tiene perforaciones verticales que forman celdas donde se coloca el refuerzo. En las celdas donde haya refuerzo vertical debe colocarse mortero de relleno.

Cabezal - Parte extrema de un elemento estructural.

Celda - Cavidad continúa interior en la mampostería.

Cemento de mampostería - Cemento hidráulico producido para usarse en mortero de pega y que genera mayor plasticidad y retención de agua que los obtenidos usando solo cemento Portland.

Conector - Elemento mecánico para unir dos o más piezas, partes o miembros.

Cuantía - Relación entre el área transversal del refuerzo y el área bruta de la sección considerada.

Dimensiones nominales - Son las dimensiones modulares de la unidad de mampostería incluyendo los espesores de pega y/o acabados. No deben exceder en más de 10 mm a las dimensiones reales.

Dimensiones reales - Son las dimensiones externas de fabricación de la pieza.

Elemento compuesto - Muros con aletas de sección transversal en forma de L, T, C, H, Z, I, Y, etc. que trabajan con acción compuesta.

Barra de empalme - Refuerzo que transfiere por adherencia el esfuerzo entre el refuerzo longitudinal de un muro y el elemento de soporte, en el cual se ancla adecuadamente.

Junta de control - Cualquier separación continúa que reduzca la transferencia de esfuerzos. Se coloca para permitir desplazamientos controlados relativos dentro de los elementos, o para suspender o controlar constructivamente los tamaños de los elementos.

Junta de pega - Capa de mortero en cualquier dirección, utilizada para adherir las unidades de mampostería

Mortero de pega - Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usado para unir las unidades de mampostería.

Mortero de relleno - Mezcla fluida de materiales cementantes, agregados y agua, con la consistencia apropiada para ser colocado sin segregación en las celdas o cavidades de la mampostería.

Murete o prisma - Ensamble de piezas de mampostería con mortero de pega inyectadas o no de mortero de relleno usado como espécimen de ensayo para determinar las propiedades de la mampostería

Muro estructural - Elemento estructural de longitud considerable con relación a su espesor, que atiende cargas en su plano adicionales a su peso propio.

Muro no estructural - Elemento dispuesto para separar espacios, que atiende cargas únicamente debidas a su peso propio.

Plasticidad (mortero de pega) - Facilidad con que se extiende el mortero de pega sobre una superficie, sin pérdida de su uniformidad.

Posición Normal - Forma típica de colocación de la unidad de mampostería en el muro de que hace parte.

Prisma - Murete.

Resistencia a la compresión de la mampostería **(f'_m)** – Resistencia nominal de la mampostería a la compresión, medida sobre el área transversal neta.

Retención de agua - Capacidad del mortero de pega para evitar la pérdida de humedad, manteniendo su estado plástico.

Tasa inicial de absorción - Medida de la cantidad de agua que absorbe la unidad de mampostería en contacto con el agua por unidad de tiempo y por unidad de área.

Tolete – Es una unidad de mampostería sólida. Puede ser de arcilla cocida, de concreto o sílico-calcárea.

Traba - Intersección continúa y traslapada de dos muros.

Trabajabilidad (mortero de pega) - Medida de la plasticidad de una mezcla.

Unidad de mampostería - Elemento de colocación manual, de características pétreas y estabilidad dimensional, que unida con mortero configura el muro de mampostería.

►

CAPITULO D.3
CALIDAD DE LOS MATERIALES EN LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

D.3.0 - NOMENCLATURA

f'_m = resistencia nominal a la compresión de la mampostería, MPa

f'_{cr} = resistencia a la compresión del mortero de relleno, MPa

f'_{cu} = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa

f'_{cp} = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, MPa

h = altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación (D.3-1)

k_p = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional
$k_p = 1.4$ para unidades de concreto
$k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas

R_m = parámetro definido por medio de la ecuación (D.3-1)

r = relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional

D.3.1 - ASPECTOS GENERALES

D.3.1.1 – REQUISITOS PARA LOS MATERIALES - Los materiales utilizados en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos de calidad especificados en el presente Capítulo. Este cumplimiento debe comprobarse mediante ensayos realizados sobre muestras representativas.

D.3.1.2 – ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES - Los ensayos de los materiales se deben realizar siguiendo los procedimientos establecidos en las normas técnicas colombianas NTC respectivas. A falta de ellas deben seguirse las normas correspondientes de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, mencionadas en el Reglamento. En D.2.3.1 se indican las normas adoptadas para el presente Título, las cuales hacen parte de él.

D.3.2 - CEMENTO Y CAL

D.3.2.1 - El cemento utilizado en la obra debe estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones del concreto y los morteros. Deben cumplirse las siguientes normas:

Cemento portland:	NTC 121 y NTC 321. Se permite el uso de cementos fabricados bajo las normas ASTM C150 y C595
Cemento para mampostería:	NTC 4050 (ASTM C91)
Cal viva:	NTC 4046 (ASTM C5)
Cal hidratada:	NTC 4019 (ASTM C270)

D.3.3 – ACERO DE REFUERZO

D.3.3.1 – El acero de refuerzo debe cumplir con los mismos requisitos del numeral C.3.5 de este Reglamento y debe ajustarse a las normas de producción y uso mencionadas allí. Al momento de la colocación debe estar limpio en la superficie, sin corrosión y figurado de acuerdo a los planos.

D.3.4 - MORTERO DE PEGA

D.3.4.1 – REQUISITOS GENERALES - Los morteros de pega utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 3329 (ASTM C270). El mortero premezclado para pega de unidades de mampostería debe

cumplir con la norma NTC 3356 (ASTM C1142). Los morteros de pega deben tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento y, además, garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

Tabla D.3-1
Clasificación de los morteros, características mecánicas, y dosificación en partes por volumen

Mortero tipo	Resistencia a la Compresión f'_{cp} MPa (1)	Flujo Mínimo(2)	Retención Mínima de Agua % (2)	Cemento Portland	Cal hidratada	Cemento para Mampostería	Arena/Material Cementante	
							Mín.	Máx.
M	17.5	120%	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	115%	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N(3)	7.5	110%	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Notas:
(1) Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de 50 mm de lado (o en cilindros de 75 mm de diámetro, por 150 mm de altura, correlacionando sus resultados a los de cubos como referencia)
(2) Ensayo realizado según NTC 4050 (ASTM C91)
(3) El mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*)

D.3.4.2 – DOSIFICACION DEL MORTERO DE PEGA - La dosificación de los componentes de los morteros de pega debe basarse en ensayos previos de laboratorio o en experiencia de campo en obras similares y se clasifican como **M**, **S** o **N** de acuerdo con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión, según la tabla D.3-1. La resistencia a la compresión se mide a los 28 días sobre probetas tomadas en cubos de 50 mm de lado, o en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Los diferentes tipos de mortero deben cumplir con las condiciones mínimas de flujo inicial y retención de agua establecidos en la tabla D.3-1. Para cada uno de los tipos de mortero, en la tabla D.3-1 se indican dos alternativas de dosificación, una utilizando cemento portland y cal hidratada, y la otra utilizando cemento portland y cemento para mampostería. Puede emplearse cualquiera de las dos alternativas de dosificación, pero no se permiten dosificaciones que empleen simultáneamente cal hidratada y cemento de mampostería.

D.3.4.2.1 – *Probetas cilíndricas* - En caso de utilizarse probetas cilíndricas para ensayos de resistencia a compresión, sus resultados deben correlacionarse respecto a los obtenidos en cubos de 50 mm de lado que constituyen la referencia de la dosificación.

D.3.4.3 – USO DE LA CAL - Al usar cal en la preparación del mortero, ésta debe ser cal hidratada y se debe verificar que ésta no sea perjudicial a ninguna de las propiedades especificadas.

D.3.4.4 - AGREGADOS - Los agregados para el mortero de pega deben cumplir la norma NTC 2240 (ASTM 144) y estar libres de materiales contaminantes o deleznables que puedan deteriorar las propiedades del mortero de pega.

D.3.4.5 - AGUA - El agua utilizada para el mortero de pega debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales, materias orgánicas u otras substancias que puedan ser dañinas para el mortero o el refuerzo embebido.

D.3.4.6 - COLORANTES Y ADITIVOS - Los colorantes y aditivos que se utilicen en la preparación del mortero de pega deben someterse a la aprobación previa del supervisor técnico y debe demostrarse mediante realización de ensayos de laboratorio o evidencia confiable de obras similares, que no deterioran ninguna de las propiedades deseables del mortero ni de las unidades de mampostería, ni causan corrosión del refuerzo embebido.

D.3.4.7 - PREPARACION EN OBRA - La preparación del mortero de pega con las dosificaciones establecidas previamente, debe hacerse mecánicamente en seco o con el agua de amasado suficiente para obtener la plasticidad requerida. Cuando se mezclen los componentes en seco, la adición de agua se debe realizar por el albañil hasta obtener la plasticidad y consistencia requeridas. El tiempo de mezclado debe ser el suficiente para obtener uniformidad sin segregación en la mezcla. La preparación manual solo se admite para trabajos de obras menores no contempladas en A.1.6.1 de estas normas.

D.3.4.7.1 – *Morteros mezclados en seco* - Los morteros de pega mezclados en seco deben usarse antes de que se inicie la hidratación del cemento por contacto con el agua natural de la arena. En ningún caso se pueden utilizar después de 2 horas y media de haber sido mezclados, excepto los morteros de larga vida.

D.3.4.7.2 – *Morteros premezclados* - Los morteros premezclados de larga vida, deben utilizarse de acuerdo con las instrucciones y dentro del tiempo especificado por el fabricante. Debe verificarse mediante ensayos que estos morteros no presentan deterioro de sus propiedades al momento de utilizarse.

D.3.5 - MORTERO DE RELLENO

D.3.5.1 – REQUISITOS GENERALES - Los morteros de relleno utilizados en construcciones de mampostería deben cumplir la norma NTC 4048 (ASTM C476). Deben ser de buena consistencia y con fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación.

D.3.5.2 - DOSIFICACION - La dosificación de los componentes de los morteros de relleno debe basarse en ensayos previos de laboratorio o con experiencia de campo en obras similares y su clasificación se debe basar en la dosificación mínima de sus componentes indicada en la tabla D.3-2. La resistencia, f'_{cr}, debe medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en las celdas de las unidades huecas o en prismas de unidades dispuestas convenientemente, con uso de papel permeable que permita la transferencia de agua entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería, impidiendo su adherencia. El procedimiento para la toma de muestras y el ensayo debe hacerse de acuerdo a la norma NTC 4043 (ASTM C1019). La resistencia a la compresión también puede medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura.

Tabla D.3-2
Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno

Tipo de Mortero	Cemento Portland	Agregados/Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1.0	2.0

D.3.5.3 – VALOR MAXIMO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION - La resistencia a la compresión del mortero de relleno medida a los 28 días, f'_{cr}, debe tener un valor máximo de 1.5 veces f'_m y un valor mínimo de 1.2 veces f'_m, pero en ningún caso la resistencia a la compresión a los 28 días puede ser inferior a 10 MPa.

D.3.5.4 – USO DE LA CAL - En caso de utilizarse cal, esta debe cumplir la norma NTC 4019 (ASTM C207) con una dosificación máxima del 10% del volumen de cemento.

D.3.5.5 - AGREGADOS - Los agregados para el mortero de relleno deben cumplir la norma NTC 4020 (ASTM C404) y estar libres de materiales contaminantes o deleznables que puedan deteriorar las propiedades del mortero de relleno.

D.3.5.6 – AGUA Y ADITIVOS - El agua y los aditivos empleados deben cumplir lo establecido en D.3.4.5 y D.3.4.6 en concordancia con C.3.4 y C.3.6 de estas normas.

D.3.5.7 – MEZCLADO Y TRANSPORTE - La preparación del mortero de relleno debe realizarse mecánicamente. El transporte desde el sitio de mezclado hasta el sitio de inyección debe garantizar la conservación de la consistencia y plasticidad de la mezcla.

D.3.6 - UNIDADES DE MAMPOSTERIA

D.3.6.1 – TIPOS DE UNIDADES DE MAMPOSTERIA - Las unidades de mampostería que se utilicen en las construcciones de mampostería estructural pueden ser de concreto, cerámica (arcilla cocida), sílico-calcáreas o de piedra. Según el tipo de mampostería estructural y según el tipo de refuerzo, las unidades pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o sólidas, de acuerdo con la posición normal de la pieza en el muro. Las unidades sólidas son aquellas cuyas cavidades ocupan menos de un 25% del volumen de la pieza.

D.3.6.2 – NORMAS DE PRODUCCION Y CALIDAD - Todas las unidades de mampostería utilizadas en el diseño y la construcción de estructuras de mampostería deben cumplir con las siguientes normas:

D.3.6.2.1 - *Unidades de concreto para mampostería*

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical portante de concreto para mampostería deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C90)

(b) Las unidades portantes de concreto macizas (tolete) para mampostería, deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C55)

(c) Las unidades de concreto para mampostería no estructural, deben cumplir con la norma NTC 4076 (ASTM C129)

D.3.6.2.2 - *Unidades de arcilla para mampostería*

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical de arcilla para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C34)

(b) Las unidades de arcilla macizas (tolete) para mampostería estructural deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C62, C652)

(c) Las unidades de arcilla para mampostería no estructural deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C56, C212, C216).

D.3.6.2.3 - *Unidades sílico-calcáreas para mampostería* - Las unidades sílico-calcáreas para mampostería deben cumplir con la norma NTC 922 (ASTM C73).

D.3.6.3 – UNIDADES ESPECIALES - Para la construcción de elementos de mampostería como muros, vigas, etc., son indispensables unidades especiales, las cuales deben cumplir las especificaciones adoptadas para las unidades típicas del mismo material.

D.3.6.4 - UNIDADES DE MAMPOSTERIA DE PERFORACION VERTICAL - Las unidades de mampostería de perforación vertical (bloque) se pueden utilizar en las construcciones de mampostería estructural de todos los tipos clasificados en D.2.1. Pueden ser de concreto, arcilla o sílico-calcáreas. Se establecen, además, para este tipo de unidades los siguientes requisitos:

D.3.6.4.1 – *Dimensiones de las celdas y las paredes* – El área de las celdas verticales de la pieza de mampostería en posición normal, no puede ser mayor que el 65% del área de la sección transversal. Las celdas verticales u horizontales continuas en donde se coloque refuerzo no pueden tener una dimensión menor de 50 mm, ni menos de 3000 mm² de área. Las paredes externas e internas no pueden tener un espesor menor que el establecido en la tabla D.3-3.

Tabla D.3-3
Espesores mínimos de paredes en unidades (bloques)
de mampostería de perforación vertical (mm)

Espesor externo nominal	Espesor mínimo de paredes exteriores		Espesor mínimo de tabiques transversales
	sin perforaciones verticales secundarias	con perforaciones verticales secundarias	sin perforaciones verticales secundarias
80[(1)]	20	30	20
100	20	30	20
120	22	32	20
150	25	35	25
200	30	40	25
250	35	45	30
300	40	50	30

Nota [(1)]: La unidad de 80 mm de espesor externo nominal solo se permite en muros no estructurales y en las paredes laterales de mampostería de cavidad.

D.3.6.4.2 – *Perforaciones secundarias* - Las unidades de perforación vertical en arcilla cocida pueden tener perforaciones secundarias en las paredes, distintas a las celdas principales y paralelas a ellas. Las perforaciones en las paredes no pueden tener una dimensión transversal mayor de 20 mm ni pueden estar a menos de 10 mm del borde de la pared perforada.

D.3.6.5 - UNIDADES DE PERFORACION HORIZONTAL - Las unidades de mampostería de perforación horizontal (bloque) solo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1:

mampostería de muros confinados y mampostería de cavidad reforzada. También se pueden usar combinadas con unidades de perforación vertical, en edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso I para mampostería no reforzada y para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.6.6 - UNIDADES MACIZAS DE MAMPOSTERIA - Las unidades macizas de mampostería (tolete) solo se pueden utilizar en los siguientes tipos de estructuras de mampostería clasificados en D.2.1: mampostería de muros confinados y mampostería de cavidad reforzada. También se pueden utilizar, combinadas con unidades de perforación vertical para mampostería parcialmente reforzada.

D.3.7 - DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERIA A LA COMPRESION f'_m

D.3.7.1 – DETERMINACION DE f'_m PREVIA A LA CONSTRUCCION - El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

(a) Por medio de registros históricos (D.3.7.3).
(b) Por determinación experimental sobre muretes de prueba (D.3.7.4).
(c) Por medio de ensayos sobre materiales individuales (D.3.7.5)

D.3.7.1.1 – *Aplicabilidad de los procedimientos* - Los valores de f'_m definidos en esta sección que se basan en la calidad de los materiales, solo se pueden utilizar en el diseño previo a la construcción y no para control de calidad.

D.3.7.2 – ELABORACION Y ENSAYO DE LOS MURETES - La elaboración y el ensayo de los muretes que se utilicen en la determinación de f'_m, deben llevarse a cabo de acuerdo con la norma NTC 3495 (ASTM E447); cumpliendo, además, con los siguientes requisitos:

D.3.7.2.1 – *Requisitos de elaboración de los muretes* - Los muretes deben elaborarse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma que se va a utilizar en la construcción. Cuando en la construcción se coloca el mortero de pega solamente en las paredes laterales de las unidades de perforación vertical, los muretes deben elaborarse colocando mortero de pega solo sobre las paredes laterales y sin mortero de pega en los tabiques transversales, incluyendo los terminales. Véase D.4.5.10.1(b).

D.3.7.2.2 – *Determinación del valor de f'_m* - El valor de f'_m, para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125 por ciento del menor valor obtenido en los ensayos.

D.3.7.2.3 – *Area para determinación de los esfuerzos* - El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.

D.3.7.2.4 – *Dimensiones de los muretes* - Los muretes deben tener un mínimo de 300 mm de altura y una relación altura-ancho mayor en 1.5 y menor de 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otros tipos deben tener al menos 100 mm de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va a utilizar en la construcción. Las celdas de la mampostería de bloque de perforación vertical no deben llenarse a menos que se trate de mampostería totalmente inyectada.

D.3.7.2.5 – *Corrección por esbeltez* - El valor de f'_m debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la tabla D.3.4.

Tabla D.3.4
Factor de corrección por esbeltez para f'_m

Relación altura/espesor del murete	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Factor de corrección	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

D.3.7.2.6 – *Curado de los muretes* - Los muretes deben guardarse por siete días al aire a una temperatura de 21 grados centígrados, más/menos 5 grados, a una humedad relativa que exceda el 90 por ciento, y posteriormente a las mismas condiciones, pero con una humedad relativa que puede estar entre el 30 y el 50 por ciento, hasta su ensayo a los 28 días de la fabricación. Los muretes que se construyan a pie de obra deben guardarse bajo un material que les conserve la humedad por un lapso de 48 a 96 horas y después de este tiempo se pueden llevar al laboratorio.

D.3.7.2.7 – *Refrentado y ensayo* - Los muretes deben refrentarse y ensayarse bajo la norma NTC 3495 (ASTM E447).

D.3.7.3 - DETERMINACION ESTADISTICA DE f'_m - Cuando existan registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevadas a cabo con similares procesos técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de f'_m con base en estos registros, según el número de resultados de ensayos registrados y de acuerdo con:

D.3.7.3.1 - *Más de 30 ensayos históricos* - Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas, sea superior o igual a 30, se puede seleccionar f'_m como el 75% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.2 – *Entre 10 y 30 ensayos históricos* - Cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas sea de 10 a 30, se puede seleccionar f'_m como el 70% del valor promedio de los resultados del registro.

D.3.7.3.3 – *Menos de 10 ensayos históricos* - Cuando el número de pruebas registradas, con tres o más muretes por prueba, sea inferior a 10, no se pueden utilizar los registros históricos para la selección de f'_m.

D.3.7.4 - DETERMINACION EXPERIMENTAL DE f'_m - La resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m, se puede determinar experimentalmente para los mismos materiales que se van a emplear, realizando ensayos sobre muretes preliminares a la obra, de acuerdo con lo indicado en el numeral D.3.7.2, exceptuando el número de muretes por muestra, los cuales deben ser los indicados a continuación:

D.3.7.4.1 - *Más de 30 ensayos previos a la obra* - Cuando el número de muretes ensayados sea superior o igual a 30, f'_m se puede tomar como el 85% del valor promedio de los ensayos realizados.

D.3.7.4.2 – *Entre de 10 y 30 ensayos previos a la obra* - Cuando el número de muretes ensayados sea superior a 10 e inferior a 30, f'_m se puede tomar como el 80% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.4.3 - *Menos de 10 ensayos previos a la obra* - Cuando el número de muretes ensayados sea inferior a 10 pero no menor de 3, f'_m se puede tomar como el 75% del valor promedio de los ensayos.

D.3.7.5 - VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES - Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{50\,k_p}{75+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \qquad \textbf{(D.3-1*)}$$

$$f'_m = 0.75 R_m \qquad \textbf{(D.3-2)}$$

Los valores empleados en la ecuación D.3-1 deben indicarse en los planos estructurales y controlarse en la obra de acuerdo con lo establecido en la sección D.3.8, pero esto no exime de la obligación de comprobar el valor de f'_m por medio de muretes como lo indica la sección D.3.8.1.4.

D.3.7.6 - VALOR DE f'_m CUANDO HAY CELDAS CON MORTERO DE INYECCION, BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES - En la mampostería de cavidad reforzada o de perforación vertical, inyectada con mortero de relleno, se puede obtener el valor de f'_m de la siguiente forma:

$$f'_m = 0.75\left[rR_m + 0.9(1-r)f'_{cr}\right] \leq 0.94R_m \qquad \textbf{(D.3-3)}$$

D.3.8 - EVALUACION Y ACEPTACION DE LA MAMPOSTERIA

D.3.8.1 - FRECUENCIA DE MUESTREO Y ENSAYOS - El número de pruebas y su frecuencia deben ser como mínimo los siguientes:

D.3.8.1.1 - *Mortero de pega* - Para el mortero de pega debe realizarse por lo menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro o por cada día de pega. Igualmente se debe verificar con frecuencias semanales las condiciones de plasticidad y retención de agua de los morteros de pega usados en la obra.

D.3.8.1.2 - *Mortero de relleno* - Para el mortero de relleno se debe realizar al menos un ensayo de resistencia a la compresión (promedio de 3 probetas) por cada diez (10) metros cúbicos de mortero inyectado o por cada día de inyección.

D.3.8.1.3 - *Unidades de mampostería* - Para las unidades de mampostería se deben realizar los ensayos establecidos de absorción inicial, absorción total, estabilidad dimensional y resistencia a la compresión de por lo menos cinco (5) unidades por cada lote de producción hasta de 5000 unidades, o menos, y no menos de una unidad por cada doscientos (200) metros cuadrados de muro.

D.3.8.1.4 - *Muretes* - La resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m, debe verificarse mediante el ensayo de al menos tres (3) muretes por cada quinientos (500) metros cuadrados de muro o fracción, realizados con los materiales y procedimientos empleados en obra. Para unidades de perforación vertical debe medirse el efecto del mortero de relleno en la resistencia de la mampostería, mediante ensayos adicionales de muretes inyectados con mortero, en la cantidad y frecuencia apropiadas, a juicio del supervisor técnico, de acuerdo con lo establecido en el Título I, pero en ningún caso en cantidad inferior al 25% del total de especímenes ensayados.

D.3.8.1.5 – *Acero de refuerzo* - La calidad del acero de refuerzo se debe comprobar de acuerdo con los requisitos de C.3.5.8.

D.3.8.2 - CRITERIOS DE ACEPTACION Y RECHAZO – Deben aplicarse los siguientes criterios para aceptar la calidad de la mampostería:

D.3.8.2.1 – *Resistencia mínima* - La calidad de la mampostería se considera satisfactoria si se cumplen simultáneamente que el promedio de los resultados de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es mayor o igual a la resistencia especificada, y ningún valor individual es inferior al 80% de la resistencia especificada.

D.3.8.2.2 – *Medidas correctivas* - Si no se cumple uno o varios de los requisitos anteriores deben tomarse de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de las subsiguientes evaluaciones de resistencia.

D.3.8.2.3 – ***Resultados de resistencia bajos*** - Si algún resultado individual de resistencia a la compresión de los morteros de pega, morteros de relleno, unidades y muretes es inferior al 80% del valor especificado deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se haya comprometido. En caso de confirmarse que la mampostería es de baja resistencia y si los cálculos indican que la capacidad de soportar carga de la estructura se ha reducido significativamente se puede apelar al ensayo de extracción de porciones cortadas de los muros afectados. En tal caso deben tomarse 3 porciones por cada lote afectado.

D.3.8.2.4 – *Pruebas de carga* - Si los criterios de D.3.8.2.3 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, el supervisor técnico puede ordenar que se hagan pruebas de carga como las descritas en el capítulo C.19 para la parte dudosa de la estructura.

►

CAPITULO D.4
REQUISITOS CONSTRUCTIVOS
PARA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

D.4.0 – NOMENCLATURA

d_b = diámetro de la barra, mm.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
ℓ_d = longitud de desarrollo requerida para el refuerzo, mm.
ℓ_{de} = longitud de desarrollo básica, mm.
K = recubrimiento del refuerzo, mm.
f = coeficiente de reducción de resistencia, dado en el Capítulo D.5

D.4.1 – ALCANCE

D.4.1.1 – ALCANCE DE LOS REQUISITOS CONSTRUCTIVOS – Los requisitos constructivos para edificaciones de mampostería estructural que se dan en el presente Capítulo cubren los diferentes sistemas de mampostería estructural. Cuando los requisitos son propios de un solo sistema de mampostería se indica en el texto para cual de ellos es aplicable. Si no se hace esta advertencia se entiende que el requisito es obligatorio para todos los tipos de mampostería estructural. En el Título E se dan requisitos especiales para casas de uno y dos pisos construidas con mampostería confinada.

D.4.2 - DETALLES DEL REFUERZO

D.4.2.1 - EMBEBIDO DEL REFUERZO – Todo refuerzo que se emplee en los diferentes tipos de mampostería estructural debe estar embebido en concreto, mortero de relleno o mortero de pega, y debe estar localizado de tal manera que se cumplan los requisitos de recubrimiento mínimo, anclaje, adherencia, y separación mínima y máxima con respecto a las unidades de mampostería y a otros refuerzos.

D.4.2.2 - DIAMETROS MAXIMOS Y MINIMOS PERMITIDOS PARA EL REFUERZO – Los refuerzos que se empleen en la mampostería estructural deben cumplir los siguientes diámetros mínimos y máximos:

D.4.2.2.1 – ***Refuerzo longitudinal en celdas y cavidades que se inyectan*** – El refuerzo longitudinal que se coloca dentro de celdas de unidades de perforación vertical, celdas de unidades especiales tipo viga o cavidades que posteriormente se inyectan con mortero debe cumplir los siguientes requisitos:

(a) El diámetro mínimo es N° 3 (3/8”) o 10M (10 mm).

(b) Para muros con espesor nominal de 200 mm o más no puede tener un diámetro mayor que N° 8 (1”) ó 25M (25 mm).

(c) Para muros de menos de 200 mm de espesor nominal no puede tener un diámetro mayor que N° 6 (3/4”) ó 20M (20 mm).

(d) El diámetro no puede exceder la mitad de la menor dimensión libre de la celda.

D.4.2.2.2 – ***Refuerzo de junta*** – El refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero de pega debe cumplir los siguientes requisitos:

(a) El diámetro debe ser mínimo 4 mm.

(b) El diámetro no puede exceder la mitad del espesor del mortero de pega.

D.4.2.2.3 – *Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de confinamiento* – Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de confinamiento de la mampostería confinada deben consultarse en el Capítulo D.10.

D.4.2.2.4 – *Refuerzo longitudinal y transversal en elementos de concreto reforzado dentro de la mampostería* – Los diámetros mínimos y máximos que debe cumplir el refuerzo longitudinal y transversal en los elementos de concreto reforzado embebidos o usados en combinación con la mampostería estructural, excepto los elementos de confinamiento de la mampostería confinada, deben cumplir lo especificado en el Título C del Reglamento, para el mismo grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*, *DMO*, o *DMI*) del sistema de mampostería estructural.

D.4.2.3 - LIMITES PARA LA COLOCACION DEL REFUERZO – Se establecen los siguientes límites respecto a la colocación del refuerzo en la mampostería estructural:

D.4.2.3.1 - *Número de barras por celda vertical* – En la mampostería de unidades de perforación vertical solo debe colocarse una barra de refuerzo vertical por celda. Cuando la dimensión menor de la celda sea mayor de 140 mm se permite colocar dos barras por celda siempre y cuando su diámetro no sea mayor de N° 5 (5/8") ó 16M (16 mm).

D.4.2.3.2 - *Barras en paquete* – Cuando se permiten dos barras por celda en la mampostería de unidades de perforación vertical, las barras pueden ser colocadas en paquete y en contacto para actuar como una unidad. Los puntos de corte de las barras individuales de un paquete deben estar espaciados como mínimo 40 veces el diámetro de la barra.

D.4.2.3.3 - *Distancia entre la barra y el borde interior de la celda* - El espesor de mortero de relleno entre el refuerzo y la unidad de mampostería no debe ser menor de 6.5 mm para mortero fino o 13 mm para mortero grueso.

D.4.2.3.4 - *Mampostería confinada* - En la mampostería de muros confinados el número de barras y la cantidad de refuerzo depende de la sección y del tipo de elemento diseñado para confinamiento. Los requisitos adicionales de construcción de este sistema se definen en el Capítulo D.10.

D.4.2.4 - RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO - La distancia de recubrimiento de las barras de refuerzo en mampostería de unidades de perforación vertical o mampostería de cavidad reforzada, es la siguiente:

D.4.2.4.1 – *Recubrimiento de barras colocadas en celdas* - Las barras de refuerzo deben tener un recubrimiento, incluyendo el mortero de relleno y la pared de la unidad de mampostería, no menor de lo siguiente:

(a) Para mampostería expuesta al contacto con la tierra o intemperie: **51** mm para barras mayores a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm) o **38** mm para barras menores o iguales a N° 5 (5/8") o 16M (16 mm).

(b) Para mampostería no expuesta al contacto con la tierra o intemperie: **38** mm

D.4.2.4.2 – *Recubrimiento del refuerzo de junta* - El refuerzo horizontal colocado en las juntas de pega debe estar completamente embebido en mortero con un recubrimiento mínimo de **12** mm cuando la mampostería está en contacto con la tierra o intemperie, o **6** mm cuando no se encuentra en contacto con la tierra o intemperie. El refuerzo horizontal debe protegerse con productos anticorrosivos cuando la mampostería esté en contacto con la tierra o intemperie.

D.4.2.5 - DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN MORTERO DE RELLENO

D.4.2.5.1 - *Generalidades* - La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección, debe ser desarrollada a cada lado de la sección mediante la longitud de desarrollo, gancho, anclaje mecánico o una combinación de los mismos.

D.4.2.5.2 – *Longitud de desarrollo* - La longitud de desarrollo, ℓ_d, para barras corrugadas embebidas en mortero de relleno en tracción o en compresión, debe ser determinada por la ecuación (D.4-1). Para barras lisas la longitud de desarrollo se debe tomar como el doble de la obtenida para barras corrugadas.

$$\ell_d = \frac{\ell_{de}}{f} \geq 300 \text{ mm} \qquad \textbf{(D.4-1)}$$

donde:

$$\ell_{de} = \frac{1.8 d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \leq 52 d_b \qquad \textbf{(D.4-2*)}$$

K es el recubrimiento del refuerzo, y no debe exceder $3d_b$ y $f = 0.8$ para desarrollo del refuerzo.

D.4.2.5.3 – *Longitud de empalme por traslapo* - La longitud de empalme por traslapo se debe tomar igual a la longitud de desarrollo, ℓ_d. Las barras unidas por medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, no deben estar espaciadas transversalmente más de una quinta parte de la longitud requerida de traslapo ni más de 200 mm.

D.4.2.5.4 – *Empalmes mecánicos o soldados* – Los empalmes mecánicos o soldados deben ser capaces de resistir por lo menos 1.25 veces el f_y de la barra. Todas las soldaduras deben cumplir la norma NTC 4040 (ANSI/AWS D.1.4).

D.4.2.6 - DESARROLLO DEL REFUERZO EMBEBIDO EN CONCRETO – El desarrollo del refuerzo anclado o embebido en concreto, se rige por los requisitos del Título C del Reglamento. Este es el caso de barras de empalme ancladas en los elementos de la cimentación o de barras de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería o trabajando en combinación con ella.

D.4.2.7 - GANCHOS ESTANDAR - El término gancho estándar usado en esta sección significa:

(a) Un doblez de 180 grados más una extensión recta de al menos 4 veces el diámetro de la barra pero no menor de 64 mm en el extremo libre de la barra.

(b) Un doblez de 90 grados más una extensión recta de al menos 12 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.

(c) Un doblez de 135 grados más una extensión recta de al menos 6 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.

D.4.2.8 - DIAMETROS MINIMOS DE DOBLAMIENTO PARA BARRAS DE REFUERZO - El diámetro mínimo de doblamiento medido por el lado interior de las barras del refuerzo no debe ser menor que los valores especificados en la tabla D.4-1.

Tabla D.4-1 – Diámetros de doblamiento para barras de refuerzo

Diámetro (d_b)	f_y	Diámetro mínimo
N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) a N° 7 (7/8”) ó 22M (22 mm)	240 MPa	5 d_b
N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) a N° 8 (1”) ó 25M (25 mm)	420 MPa	6 d_b

D.4.3 – ACTIVIDADES PRELIMINARES A LA CONSTRUCCION

D.4.3.1 – ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES - Todos los materiales de la obra deben almacenarse de manera que permanezcan protegidos contra deterioro anormal o contaminación y deben utilizarse en los tiempos previstos. Materiales que presenten deterioro de sus propiedades físicas por debajo de las especificadas, deben rechazarse.

D.4.3.2 – ALMACENAMIENTO DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERIA - En el sitio de la obra debe ubicarse un espacio destinado al almacenamiento de las unidades de mampostería, preferiblemente cubierto y ventilado, con acceso externo e interno.

D.4.3.3 – LUGAR PARA LA TOMA Y ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS - En la obra debe ubicarse un espacio para la toma de muestras de los distintos materiales especificados, un espacio apropiado para su curado y almacenamiento en las condiciones previstas en las normas respectivas.

D.4.4 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES

D.4.4.1 - GENERAL - Las características propias de las cimentaciones para mampostería estructural, obedecen a las condiciones del suelo de cimentación y del proyecto en sí mismo. Su diseño y construcción se debe ajustar a lo dispuesto en estas normas en el Título C y en el Título H.

D.4.4.2 – ANCLAJE EN LA CIMENTACION DEL REFUERZO DE LOS MUROS - Todos los refuerzos verticales de los muros estructurales deben quedar anclados de acuerdo con lo establecido en el Título C de este reglamento en el sistema de cimentación, mediante barras de empalme que sobresalgan la longitud necesaria para realizar el traslapo, fijadas a la armadura del cimiento, de tal manera que los desplazamientos en el proceso de compactación y vaciado del concreto de cimentación estén dentro de las tolerancias establecidas en el numeral D.4.4.3

D.4.4.3 – TOLERANCIA DE LOCALIZACION DEL REFUERZO DE EMPALME CON EL MURO - La tolerancia de colocación longitudinal y transversal de la barra de empalme debe ser como máximo una cuarta parte de la dimensión de la celda en cada sentido. En caso de que se exceda esta tolerancia, la posición de la barra de empalme se puede corregir con inclinación suave 1H:6V. Se prohibe la corrección brusca de la posición de la barra de empalme.

D.4.4.4 – VACIADO DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACION - El vaciado de los elementos estructurales de la cimentación debe realizarse con la aprobación previa del supervisor técnico. Las juntas de vaciado deben ser verticales y estar ubicadas en el tercio central entre los vanos libres de muros.

D.4.4.5 – ALINEAMIENTO HORIZONTAL - Los entramados y losas de cimentación deben alinearse por la cara superior, buscando alturas modulares de los muros.

D.4.4.6 – CORRECCION DEL ALINEAMIENTO DEL CIMIENTO - Terminado el vaciado de la cimentación deben verificarse los alineamientos de la misma y las posiciones finales de las barras de empalme. Las diferencias verticales de alineamiento se pueden corregir de la siguiente forma:

(a) Si el error en el nivel superior de la cimentación es inferior a 25 mm, éste se puede corregir repartiendo en las juntas de pega del primer tramo teniendo en cuenta las tolerancias de la tabla D.4-2.

(b) Si el error en el nivel superior de la cimentación es mayor de 25 mm, se puede corregir el alineamiento con un realce en concreto reforzado de tal manera que se garantice su funcionamiento monolítico con el cimiento.

D.4.5 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE MAMPOSTERIA

D.4.5.1 - GENERAL - Los requisitos constructivos establecidos en esta sección son fundamentalmente para muros de mampostería hechos con unidades de perforación vertical. Para otros sistemas de mampostería estructural se establecen requisitos constructivos especiales adicionales:

(a) Para mampostería de cavidad reforzada en la Sección D.6.5.

(b) Para mampostería de muros confinados en la Sección D.10.5

D.4.5.2 - UNIDADES DE MAMPOSTERIA - Los siguientes requisitos de construcción deben cumplirse en forma adicional a lo establecido en D.3.6.

D.4.5.2.1 – *Estado de las unidades previo a su colocación* - Al momento de colocarse las unidades de mampostería, deben estar secas, limpias y libres de imperfecciones que afecten negativamente las propiedades mecánicas o físicas del muro. Las unidades de arcilla cocida que excedan una tasa inicial de absorción de 0.15 gramos por minuto por cm² determinada según la norma NTC 4017 (ASTM C67), deben humedecerse convenientemente antes de colocarlas. Para valores de tasa inicial de absorción mayores de 0.25 gramos por minuto por cm^2 deben humedecerse las unidades durante 24 horas previas a la colocación.

D.4.5.2.2 – *Unidades especiales* - La configuración del muro y de los refuerzos, así como las juntas de control, los remates, los dinteles, antepechos, etc., requieren de unidades especiales que deben estar disponibles al momento de la colocación.

D.4.5.3 - MORTERO DE PEGA - Debe cumplir con los requisitos de D.3.4.

D.4.5.4 - MORTERO DE INYECCION - Debe cumplir con los requisitos en D.3.5.

D.4.5.5 – ACERO DE REFUERZO – El acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos de C.3.5, y además con las siguientes disposiciones:

D.4.5.5.1 – *Estado de la superficie del refuerzo* - El refuerzo debe tener la superficie limpia de grasas, arcillas y demás sustancias perjudiciales. No debe presentar corrosión, aunque puede permitirse, a juicio del supervisor técnico, la oxidación superficial.

D.4.5.5.2 - *Dimensiones* - Todo refuerzo debe cumplir con las dimensiones, figuración y ubicación indicadas en los planos.

D.4.5.5.3 – *Doblado de refuerzo parcialmente embebido* - No se permite realizar dobleces al acero de refuerzo que ya esté parcialmente embebido en el mortero o en el concreto; excepto en los conectores flexibles los cuales pueden doblarse y en las barras de empalme cuando se cumple lo indicado en D.4.4.3.

D.4.5.6 - TUBERIAS EMBEBIDAS - Se pueden embeber tuberías en los muros de mampostería siempre y cuando se coloquen en celdas no inyectadas y que tengan un diámetro inferior a la menor dimensión de la celda.

D.4.5.6.1 - *Regatas* - Se prohibe la colocación de tuberías en los muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical mediante regatas.

D.4.5.6.2 – *Salidas a la superficie del muro* - Las salidas de sistemas de instalaciones interiores que empleen tuberías embebidas deben ubicarse en unidades especialmente diseñadas para este propósito.

D.4.5.6.3 – *Tuberías embebidas en celdas inyectadas* - Se pueden colocar tuberías embebidas en los muros de mampostería inyectada en los siguientes casos:

(a) Cuando conducen líquidos a temperatura inferior a 65°C.

(b) Cuando estén sometidas a presión inferior a 0.4 MPa.

(c) Cuando el líquido que contengan no pueda congelarse bajo la temperatura de servicio.

(d) Cuando el diámetro individual o del paquete de tuberías sea inferior a la tercera parte del muro.

(e) Cuando el material de fabricación no reaccione nocivamente con el mortero de relleno.

(f) Cuando en la celda no exista una barra.

En ningún caso se permiten tuberías que ocupen mas del 5% del área transversal del muro. Además, deben estar separadas más de 5 diámetros centro a centro y no se pueden colocar en celdas adyacentes.

D.4.5.7 - APAREJO DE PETACA - Se prohibe el uso de aparejo de petaca en muros estructurales. Se admite su uso solamente en machones y columnas aisladas.

D.4.5.8 - APAREJO TRABADO - El patrón de colocación en aparejo trabado debe permitir continuidad en las celdas verticales que se inyectan con mortero de relleno.

D.4.5.9 - JUNTAS DE CONTROL - Deben proveerse juntas de control en los muros para permitir los movimientos relativos previstos en la construcción, en los siguientes sitios:

(a) En donde la altura del muro cambia de manera apreciable.

(b) En cambios de espesor en la longitud del muro.

(c) Cuando esté previsto así su funcionamiento en el diseño.

(d) En empates con elementos estructurales de función diferente y no integrados a la función del muro.

(e) En donde haya juntas de control en la fundación, en las losas ó en las cubiertas.

(f) En antepechos de ventanas cuando así se haya previsto.

D.4.5.9.1 – *Distancia entre juntas de control* - La distancia máxima entre juntas de control es de 8 metros. Esta distancia entre juntas de control puede aumentarse en caso de que haya evidencia técnica que lo permita.

D.4.5.9.2 – *Configuración de la junta de control* - La junta de control se configura con las unidades de mampostería apropiadas para tal función. En ausencia de las unidades especiales para junta, ésta debe estar diseñada y detallada en los planos de construcción. En todos los casos se debe garantizar que no haya movimiento diferencial en la dirección transversal, entre los muros separados por la junta.

D.4.5.10 - CONSTRUCCION DEL MURO - El muro debe levantarse siguiendo el patrón de colocación de las unidades, con la metodología apropiada al rendimiento de la mano de obra, sin perjuicio del cumplimiento de las disposiciones de estas normas ó de la condición de adherencia del mortero con las unidades de mampostería. Las tolerancias para alineamiento del muro se establecen en la tabla D.4-2.

D.4.5.10.1 – *Mortero de pega* - Debe colocarse mortero de pega en todas las juntas entre piezas de mampostería con los siguientes requisitos especiales:

(a) En las juntas horizontales de las unidades de perforación vertical, debe colocarse mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad y sobre sus tabiques transversales.

(b) Alternativamente, en las juntas horizontales se permite la colocación del mortero de pega solamente sobre las paredes laterales de la unidad, siempre y cuando la comprobación del valor de f'_m, requerida en D.3.8, se realice sobre muretes que solo tienen mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad de mampostería y este requisito se indique claramente en los planos.

(c) En las juntas verticales de las unidades de perforación vertical, en las paredes laterales de la unidad.

(d) Cuando se utilicen piezas macizas o bloques de perforación horizontal, el mortero de pega debe colocarse en todo el ancho del muro en las juntas verticales y horizontales.

(e) El avance del mortero de pega debe ser tal que al momento de colocar las unidades no se haya reducido la plasticidad del mortero colocado.

(f) El espesor máximo de las juntas de pega debe ser de 10 mm con las tolerancias establecidas en la Tabla D.4-2.

D.4.5.10.2 - *Ventanas de inspección y limpieza*. - Deben dejarse ventanas de inspección y limpieza en la base de los muros en cada celda con refuerzo vertical y a distancia no mayor de 1.0 metro en mampostería de cavidad. Cumpliendo los siguientes requisitos:

(a) Las dimensiones de las ventanas no deben ser menores de 75 mm x 75 mm, ni mayores de 100 mm x 100 mm.

(b) Cuando se hagan inyecciones parciales en altura no se requiere el uso de ventana de inspección si la porción de muro de inyectar no supera 1.4 metros.

(c) Se deben retirar las rebabas internas y externas de la junta de pega.

Tabla D.4-2 - Tolerancias constructivas para muros de mampostería

Elemento	*Tolerancia*
1. Dimensiones de elementos (sección o elevación)	- 6 mm + 12.5 mm
2. Junta de mortero (10 mm)	- 4 mm + 4 mm
3. Cavidad ó celda de inyección	- 6 mm + 9 mm
4. Variación del nivel de junta horizontal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12.5 mm
5. Variación de la superficie de apoyo (cara superior del muro) Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
6. Variación del plomo del muro Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
7. Variación del alineamiento longitudinal Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 12 mm
8. Tolerancia de elementos en planta Máximo	± 2 mm/metro (1/500) ± 20 mm
9. Tolerancia de elementos en elevación Máximo	± 6 mm/piso ± 20 mm

D.4.5.11 – COLOCACION DEL REFUERZO HORIZONTAL – El refuerzo horizontal en muros de mampostería de unidades de perforación vertical puede colocarse de dos maneras diferentes según su función:

D.4.5.11.1 – ***Refuerzo horizontal de junta*** – Este refuerzo se emplea principalmente para el control de la fisuración por efectos de temperatura y retracción de fraguado. Se coloca dentro de las juntas horizontales de pega, cumpliendo los siguientes requisitos:

(a) Este refuerzo no puede tenerse en cuenta para efecto de resistencia a los esfuerzos cortantes contribuidos por el refuerzo.

(b) El área del refuerzo de junta puede tenerse en cuenta en el cumplimiento de las cuantías mínimas de refuerzo horizontal del muro.

(c) Cuando el diámetro del refuerzo horizontal sea inferior a la mitad del espesor de la junta horizontal, se puede colocar embebido en el mortero de junta.

(d) El refuerzo de las juntas de mortero no debe atravesar las juntas de control. Debe anclarse en cada extremo del muro y antes de la junta de control.

D.4.5.11.2 – ***Elementos embebidos para colocación del refuerzo horizontal*** – En los muros de mampostería de unidades de perforación vertical, el refuerzo horizontal que se coloca para resistir esfuerzos cortantes, y en aquellos casos en que no se puede colocar refuerzo de junta, se debe localizar dentro de unidades de mampostería especiales, de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las unidades especiales exteriormente deben tener la misma apariencia de las unidades de perforación vertical empleadas en el resto del muro.

(b) Las unidades especiales deben tener tabiques transversales de menor altura para permitir la colocación del refuerzo horizontal.

(c) La cavidad horizontal que se produce se inyecta con mortero de relleno para embeber el refuerzo horizontal, llevándola hasta la parte superior de la unidad especial.

(d) Antes de sentar las unidades especiales, colocando un angéo, o malla metálica, o por medio de otro procedimiento apropiado, se debe impedir que el mortero de relleno caiga dentro de las celdas

verticales que no se inyectan; sin afectar el paso del mortero de relleno en las celdas verticales que se van a inyectar.

(e) El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda que producen las unidades especiales debe cumplir los mismos requisitos de diámetros máximos y mínimos del refuerzo que se coloca en las celdas verticales.

(f) El refuerzo horizontal que se coloca dentro de la celda debe terminar en sus extremos en un gancho estándar. El gancho puede tener su extensión libre colocada hacia arriba, hacia abajo, u horizontal, teniendo cuidado de no obstruir las operaciones de inyección del mortero de relleno. Cuando el refuerzo termina en vigas o en columnas, debe quedar totalmente anclado allí.

D.4.5.12 - COLOCACION DEL REFUERZO VERTICAL - La colocación de los refuerzos y su disposición, deben tener en cuenta los siguientes requisitos:

D.4.5.12.1 - *Tolerancias* - La colocación del refuerzo debe cumplir las tolerancias siguientes:

(a) Tolerancia transversal: La cuarta parte de la dimensión transversal de la celda.

(b) Tolerancia longitudinal: La cuarta parte de la dimensión longitudinal de la celda.

D.4.5.12.2 – *Localización de las barras en la celda* - Las barras verticales deben colocarse preferiblemente en el centro de la celda.

D.4.5.12.3 - *Empalmes* - En la zona de empalme, las barras traslapadas pueden estar en contacto mediante posicionadores, o pueden estar separadas una distancia no menor de 25 mm. Se puede empalmar refuerzo entre celdas adyacentes.

D.4.5.12.4 – *Sujeción del refuerzo* - Antes de la inyección del mortero, el refuerzo debe asegurarse contra desplazamientos, mediante posicionadores de alambre o dispositivos similares.

D.4.5.12.5 - *Cambios* - El cambio de posición o de dimensión del refuerzo sólo puede ser autorizado por el responsable del diseño estructural o su delegado.

D.4.6 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA EL MORTERO DE RELLENO

D.4.6.1 - PREPARACION DEL MORTERO DE RELLENO - El mortero de relleno preparado en el sitio se debe mezclar durante un período entre 3 y 10 minutos en equipo mecánico, con la cantidad de agua requerida para la trabajabilidad deseada.

D.4.6.2 - FLUIDEZ - Al momento de la colocación del mortero de relleno, éste debe presentar las condiciones de fluidez requeridas sin que se haya iniciado endurecimiento por hidratación del cemento, de manera que el mortero de relleno fluya sin segregación por los espacios a inyectar.

D.4.6.3 - INYECCION DEL MORTERO - El mortero de relleno se debe colocar directamente con bomba o manualmente con embudo, teniendo la precaución de que todo el espacio inyectado quede homogéneo y compacto, buscando vinculación íntima entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería.

D.4.6.3.1 – *Altura de inyección* - La altura máxima de inyección se determinada teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

(a) Distancia entre traslapos del refuerzo vertical.

(b) Condición resistente de las unidades de mampostería a la presión hidrostática del mortero de relleno.

(c) Altura de inyección en un día con intervalos máximos de una hora.

(d) Tamaño del espacio a inyectar según altura de inyección (tabla D.4-3).

Tabla D.4-3 - Altura máxima de inyección según el tamaño del espacio de inyección

Altura de Inyección		Dimensiones mínimas de celda requerida[1]	Dimensión mínima de cavidad [2]
Mortero Fino	Mortero Grueso	(mm)	(mm)
0.4 m	-	40 x 50	25
1.2 m	0.4 m	50 x 60	38
1.5 m	1.2 m	50 x 75	50
3.0 m	1.5 m	60 x 75	60
-	3.0 m	75 x 75	75

(1) Espacio libre entre rebabas internas.
(2) El área del refuerzo no ocupará mas del 6% del área de la celda.

D.4.6.3.2 – *Suspensión de la inyección* - Cuando el proceso de inyección se suspenda por más de una hora, debe iniciarse un nuevo vaciado del mortero de relleno con las precauciones anotadas, como ventanas de inspección, etc.

D.4.6.3.3 – *Inyección parcial* - Es conveniente proveer de controles laterales de flujo al mortero de relleno cuando la inyección del muro es parcial. Para tal efecto se pueden rellenar con arena las celdas seleccionadas como barrera, o utilizar otro mecanismo apropiado al efecto.

D.4.6.3.4 – *Juntas entre inyecciones de mortero* - La junta de vaciado entre etapas de inyección debe hacerse al mismo nivel un mínimo de 40 mm por debajo de una junta de mortero de pega.

D.4.6.4 - COMPACTACION - El mortero de relleno debe compactarse adecuadamente con vibrador o barra lisa. En la celdas donde exista refuerzo vertical, basta vibrar la barra del refuerzo.

D.4.6.4.1 - *Recompactación* - Pasado un tiempo prudencial de unos 5 minutos, es necesario recompactar el mortero de relleno colocado para garantizar la adherencia con las unidades, por la reducción de volumen que sufre el mortero al perder el agua succionada por las unidades. Alternativamente puede usarse un aditivo de expansión de volumen en el mortero de relleno.

D.4.7 - REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA LOSAS DE ENTREPISO

D.4.7.1 – ACCION COMO DIAFRAGMA - Las losas de entrepiso utilizadas en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los requisitos para diafragma de A.3.6.8 y C.21.6.4.1 de estas normas.

D.4.7.1.1 – *Diafragmas flexibles* - Los diafragmas flexibles que no cumplan los requisitos indicados en esta sección, se pueden utilizar en edificaciones de 1 y 2 niveles del grupo de uso I cumpliendo los requisitos de control de desplazamientos y distribución especial de cargas laterales dados en el Título A.

D.4.7.2 – APOYO DE LOS ELEMENTOS DEL ENTREPISO - Los elementos de la losa del entrepiso que se apoyan directamente sobre los muros deben quedar suficientemente soportados durante la construcción y vinculados adecuadamente en forma permanente a los muros.

D.4.7.3 – VOLCAMIENTO DE LA HILADA DE APOYO - Se debe garantizar que el apoyo de la losa no cause volcamiento en la hilada de apoyo por exceso de excentricidad, ni que haya posibilidad de desprendimiento de la placa en la etapa constructiva o en la etapa de servicio.

D.4.7.4 - LOSAS PREFABRICADAS - Cuando se utilicen losas prefabricadas, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) El espesor mínimo nominal del muro de carga es 120 mm

(b) Deben cumplirse los requisitos de C.21.6.4.2, de acuerdo con la capacidad de disipación de energía en rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

(c) Debe utilizarse apuntalamiento provisional de la placa hasta que se garantice el funcionamiento del conjunto losa muro. En la intersección debe garantizarse la transferencia de esfuerzos entre la losa y el muro tanto para carga vertical como para la carga lateral.

D.4.8 - APUNTALAMIENTO DE MUROS

D.4.8.1 - Cuando así lo requieran, los muros expuestos a las condiciones ambientales como viento y humedad, deben protegerse contra sus efectos, de manera provisional o definitiva.

D.4.9 - JUNTAS DE CONSTRUCCION

D.4.9.1 - Las juntas de construcción entre edificaciones estructuralmente independientes deben realizarse permitiendo los desplazamientos laterales sin interferencias por golpeteo entre las mismas. Las juntas de construcción deben estar libres de escombros y demás materiales que limiten la libertad a los desplazamientos horizontales. El acabado de las fachadas se debe suspender en las juntas de construcción utilizando elementos flexibles para prevenir la humedad.

►

CAPITULO D.5
REQUISITOS GENERALES DE ANALISIS Y DISEÑO

D.5.0 - NOMENCLATURA

A_e = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2. Véase D.5.4.1.
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2. Véase D.5.4.5.
A_{se} = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2.
A_{st} = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, mm^2.
A_{s1} = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería, mm^2.
A_{s2} = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2.
A_v = área del refuerzo para cortante, mm^2.
a = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como $0.85c$), mm.
a_b = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación (D.5-2), mm.
b = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
c = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.
d = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
d' = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
E = efectos sísmicos reducidos.
E_m = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
E_r = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
E_s = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
F_s = fuerzas sísmicas.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
f_r = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
G_m = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
G_r = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
h' = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.3.
ℓ = luz de una viga o dintel, mm.
ℓ_w = longitud horizontal del muro, mm.
M = momento actuante que ocurre simultáneamente con V.
M_{cr} = momento de agrietamiento del muro de mampostería.
M_n = resistencia nominal a flexión.
M_u = resistencia solicitada de diseño a flexión
P_b = carga axial nominal balanceada, N.
P_n = resistencia nominal a carga axial, N.
P_o = máxima resistencia axial teórica, N.
P_u = resistencia solicitada de diseño a carga axial, N.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e = coeficiente utilizado para temer en cuenta el efecto de esbeltez de elementos en compresión.
R_0 = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
s = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo del eje vertical del muro, mm.
t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M.
V_n = resistencia nominal para fuerza cortante, N.
V_m = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.
V_u = resistencia solicitada de diseño de fuerza cortante, N.
V_s = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
a = coeficiente para ser empleado en la ecuación (D.5-24).
e_{mu} = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería (e_{mu} = 0.003)
e_y = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
f = coeficiente de reducción de resistencia.
r = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $r = A_s/(bd)$.

ρ_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.

ρ_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv}, mm^2.

D.5.1 - HIPOTESIS Y PRINCIPIOS GENERALES

D.5.1.1 – GENERALIDADES - El análisis y diseño de la mampostería estructural debe hacerse utilizando métodos racionales basados en principios aceptados por la buena práctica de la ingeniería y que reflejen las características y propiedades de los materiales componentes, los métodos constructivos utilizados y el comportamiento individual y en conjunto del sistema estructural.

D.5.1.2 – METODOLOGIA DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITES DE RESISTENCIA – Los requisitos de análisis y diseño del Título D están basados en el método del estado límite de resistencia, descrito en B.2.4. No obstante, se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de esfuerzos de trabajo, descrito en B.2.3, y para el efecto pueden emplearse los requisitos alternos presentados en el Apéndice D1. Todo el diseño de la estructura debe realizarse por uno de los dos métodos

D.5.1.3 – RESISTENCIA REQUERIDA – La resistencia requerida para los elementos de mampostería estructural se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resultan de aplicar a la estructura las diferentes cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos; combinadas y mayoradas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

D.5.1.4 – RESISTENCIA DE DISEÑO – La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del presente Capítulo, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ. Por lo tanto:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \times \text{Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia Requerida} = U \qquad \textbf{(D.5-1)}$$

D.5.1.5 - VALORES DE ϕ - Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

D.5.1.5.1 – *Fuerzas perpendiculares al plano del muro* – En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

(a) Flexión..... $\phi = 0.80$

(b) Cortante ..... $\phi = 0.60$

D.5.1.5.2 – *Fuerzas paralelas al plano del muro* – En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales paralelas al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

(a) Flexión ..... $\phi = 0.85$

(b) Compresión y flexo-compresión..... $\phi = 0.60$

Para muros con refuerzo simétrico en los cuales f_y no excede 420 MPa, el valor de ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.85$ en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$ hasta cero. Para muros con todas sus celdas inyectadas, P_b puede calcularse utilizando la ecuación (D.5-2).

$$P_b = 0.85 f'_m b a_b \qquad \text{y} \qquad a_b = 0.85 d \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \qquad \textbf{(D.5-2)}$$

(c) Cortante ..... $\phi = 0.60$

Este valor puede subirse a $\phi = 0.85$ en muros donde la resistencia nominal a cortante excede el cortante correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal a flexión para la combinación de fuerzas mayoradas.

D.5.1.5.3 – *Valores ϕ de para el refuerzo* – En el refuerzo embebido en mortero de relleno, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia:

(a) Desarrollo del refuerzo ..... $f = 0.80$
(b) Empalmes por traslapo ..... $f = 0.80$

D.5.1.6 – SUPOSICIONES DE DISEÑO – El diseño de mampostería estructural por el método del estado límite de resistencia se basa en las siguientes suposiciones:

D.5.1.6.1 – *Resistencia a la tracción de la mampostería* - La mampostería no resiste esfuerzos de tracción.

D.5.1.6.2 – *Compatibilidad de deformaciones* – El refuerzo está totalmente rodeado y adherido a los materiales de la mampostería de una manera tal, que trabajan como un material homogéneo.

D.5.1.6.3 – *Secciones planas permanecen planas* – Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en la mampostería deben suponerse proporcionales a la distancia al eje neutro de la sección. La resistencia nominal de las secciones de muros de mampostería para las condiciones de flexo-compresión se deben obtener de la aplicación de los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

D.5.1.6.4 – *Relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo* – Los esfuerzos en el acero, para valores menores que el esfuerzo de fluencia, f_y, deben considerarse linealmente proporcionales a la deformación unitaria multiplicada por E_s. Para valores superiores de deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia, $e_y = f_y/E_s$, el esfuerzo en el acero se debe considerar independiente de la deformación e igual a f_y.

D.5.1.6.5 – *Deformación unitaria máxima en la mampostería* – La máxima deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de la mampostería, e_{mu}, debe tomarse como 0.003.

D.5.1.6.6 – *Relación esfuerzo deformación para la mampostería* - En el diseño por el método de resistencia puede considerarse una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en la mampostería definida de la siguiente forma:

(a) Se puede suponer un esfuerzo uniforme de compresión en la mampostería con intensidad de $0.85f'_m$ sobre una zona equivalente limitada por los bordes de la sección efectiva y una línea recta paralela al eje neutro de la sección.

(b) La dimensión de la zona equivalente de compresión, a, medida en dirección perpendicular al eje neutro a partir de la fibra de máxima compresión, debe ser el 85% de la dimensión comprimida, c, de la sección en esa dirección ($a = 0.85c$).

D.5.2. - MODULOS DE ELASTICIDAD Y DE CORTANTE

D.5.2.1 – MODULO DE ELASTICIDAD - Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 – *Acero de refuerzo* - El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5-3)}$$

D.5.2.1.2 - *Mampostería* - El valor para el módulo de elasticidad de la mampostería se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados como se indica en D.3.7.2, calculando en la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo la pendiente de la secante desde $0.05f'_m$ hasta $0.33f'_m$. Los registros históricos del módulo de elasticidad determinado experimentalmente para proyectos en construcción, pueden utilizarse en diseños posteriores de obras con materiales similares. En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

Para mampostería en concreto

$$E_m = 900\,f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5-4)}$$

Para mampostería en arcilla

$$E_m = 750\,f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5-5)}$$

D.5.2.1.3 – *Mortero de relleno* - El valor para el módulo de elasticidad del mortero de relleno se debe establecer por medio de ensayos de laboratorio de cilindros fabricados y ensayados como se indica en C.8.5.4. En ausencia de valores experimentales, puede emplearse el siguiente:

$$E_r = 4\,000\sqrt{f'_{cr}} \leq 20\,000 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D.5-6*)}$$

D.5.2.2 - MODULO DE CORTANTE - Para los módulos de cortante se deben tomar los siguientes valores:

Mampostería

$$G_m = 0.4\ E_m \qquad \textbf{(D.5-7)}$$

Mortero de relleno

$$G_r = 0.5\ E_r \qquad \textbf{(D.5-8)}$$

D.5.3 – CARGAS

D.5.3.1 – SOLICITACIONES A EMPLEAR - Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D.5.3.1.1 – *Combinación de las solicitaciones* - Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.3 por el método del estado límite de resistencia. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en B.2.3. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_S, determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R ($E = F_S / R$). El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, es función de:

- **(a)** el sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3,
- **(b)** del grado de irregularidad de la edificación, y
- **(c)** de los requisitos de diseño y detallado de cada tipo de mampostería estructural, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el presente Título y en Capítulo A.3.

D.5.3.1.2 – *Otros efectos* - Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D.5.3.2 - DISTRIBUCION DE FUERZA LATERAL - Las fuerzas laterales deben distribuirse al sistema estructural de acuerdo con la rigidez de los elementos y del diafragma de acuerdo con lo prescrito en el Título A del Reglamento.

D.5.3.2.1 – *Efecto de las aletas de la sección* - Puede considerarse el incremento en la rigidez de los elementos por el efecto de aleta en muros que se intersectan monolíticamente. El ancho efectivo de aleta a cada lado (tipo T, I) no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. El ancho efectivo de aleta a un solo lado (tipo L, Z, C), no debe exceder 6 veces el espesor del muro intersectado. La aleta no se deben considerar en la resistencia a cortante.

D.5.3.2.2 – *Efectos torsionales* - Las cargas laterales distribuidas deben tener en cuenta los efectos torsionales horizontales de asimetría en las cargas, las masas o la estructura, tal como lo establece el Título A del Reglamento.

D.5.3.3 - CARGAS CONCENTRADAS - Los siguientes aspectos referentes a cargas concentradas deben tenerse en cuenta en el análisis y diseño.

- **(a)** Para el cálculo de los esfuerzos de contacto, en aparejo trabado se debe tomar un área cuya profundidad es el espesor neto del elemento de apoyo y cuya longitud no puede ser mayor que el ancho de la pieza

soportada mas cuatro veces el espesor del apoyo, sin ser mayor que la distancia entre centros de las cargas concentradas. Para mampostería con aparejo de petaca, la longitud del área de cálculo se debe tomar como el tamaño de la unidad de mampostería en esa dirección.

(b) Los esfuerzos de contacto bajo cargas concentradas mayoradas, evaluadas sobre el área especificada en el literal anterior, no deben exceder $0.85f'_m$.

(c) Se considera que las cargas concentradas se distribuyen a un ángulo de 45° con la vertical en muros con aparejo trabado y de 30° en muros con aparejo de petaca.

D.5.3.4 - CARGA EXCENTRICA - Los esfuerzos que producen las cargas con excentricidad paralela o normal al plano del elemento estructural, deben considerarse en el diseño teniendo en cuenta su posición relativa al centro de rigidez de la sección neta. Todo esfuerzo que se produzca debe estar dentro de los límites establecidos en cada caso.

D.5.3.4.1 – *Apoyos provisionales* - En la evaluación de los esfuerzos por cargas excéntricas, se debe tener en cuenta la condición transitoria de su acción y los efectos permanentes. Cuando los efectos por la acción transitoria se mitiguen por medio de apoyos provisionales, estos apoyos se deben especificar claramente en los planos de construcción.

D.5.4 - CARACTERISTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D.5.4.1 - AREA EFECTIVA (A_e) - El área efectiva a utilizar para el cálculo de los esfuerzos axiales debe ser la suma del área mínima de contacto entre el mortero de pega y la unidad de mampostería y el área inyectada. Cuando la junta de mortero sea ranurada el área efectiva debe reducirse proporcionalmente. En la mampostería confinada incluye el área de los elementos de confinamiento.

D.5.4.2 - ESPESOR EFECTIVO PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (t) - El espesor efectivo t a utilizar para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo, se debe tomar de la siguiente forma:

(a) Para muros sin machones o columnas de arriostramiento, el espesor efectivo es su espesor real.

(b) Para muros arriostrados a distancias regulares por machones integrados monolíticamente al muro, el espesor efectivo es el producto del espesor real del muro por el coeficiente de la tabla D.5-1

(c) Los muros de cavidad reforzada se deben asimilar para el efecto, a un solo muro con un espesor real medido entre los bordes externos del conjunto.

(d) En elementos de sección rectangular se debe considerar como espesor efectivo la dimensión de la sección en la dirección considerada. Para secciones no rectangulares se debe considerar como espesor efectivo en cada dirección el espesor de una sección rectangular de igual ancho e inercia equivalente.

Tabla D.5-1
Coeficientes para muros arriostrados por machones (*)

Espaciamiento Machón / Espesor Machón	Espesor machón/Espesor muro		
	1.0	2.0	3.0
6 ó menos	1.0	1.4	2.0
8	1.0	1.3	1.7
10	1.0	1.2	1.4
15	1.0	1.1	1.2
20 ó más	1.0	1.0	1.0

(*) Interpolar linealmente para valores intermedios.

D.5.4.3 - ALTURA EFECTIVA PARA EVALUAR EL EFECTO DE PANDEO (h') - La altura efectiva h' de un elemento para el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo se debe tomar de la siguiente forma:

(a) En elementos soportados lateralmente arriba y abajo en la dirección considerada, como la distancia libre entre apoyos.

(b) En elementos no soportados en un extremo en la dirección considerada, como el doble de la dimensión medida desde el apoyo.

(c) Cuando se justifique apropiadamente, se puede utilizar como altura efectiva una dimensión menor a la distancia libre entre apoyos.

D.5.4.3.1 - La relación entre altura efectiva y espesor efectivo no puede ser superior a 25 en muros estructurales.

D.5.4.4 - ANCHO EFECTIVO (b) - El ancho efectivo para ser empleado en los cálculos de la resistencia a flexión y flexo-compresión de muros de mampostería construidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.4.1 – ***Ancho efectivo*** **b** ***para flexión perpendicular al plano del muro*** – Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es perpendicular al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje paralelo al muro, el ancho efectivo **b** que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es, para aparejo trabado, la mayor entre 6 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales; y para aparejo en petaca, la mayor entre 3 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales. En la mampostería con todas sus celdas inyectadas, la sección se considera sólida y no hay necesidad de aplicar las reducciones indicadas anteriormente.

D.5.4.4.2 – ***Ancho efectivo*** **b** ***para flexión paralela al plano del muro*** – Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje perpendicular al plano del muro, el ancho efectivo **b** que se debe tomar para efectos de diseñar la sección es igual al ancho sólido promedio del muro. El ancho efectivo **b**, corresponde al área efectiva dividida por la longitud horizontal del muro ($b = A_e/\ell_w$).

D.5.4.5 - AREA EFECTIVA PARA DETERMINAR ESFUERZOS CORTANTES (A_{mv}) - El área efectiva para calcular esfuerzos cortantes en muros de mampostería construidos con unidades de perforación vertical, debe tomarse de la siguiente manera:

D.5.4.5.1 – ***Area efectiva*** A_{mv} ***para cortante en la dirección perpendicular al plano del muro*** – Cuando la dirección de la fuerza horizontal es perpendicular al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, el área efectiva para cortante es igual a A_e ($A_{mv} = A_e$), excepto cuando se emplea mortero de pega sólo en las paredes laterales de la unidad de perforación vertical, véase D.4.5.10.1(b), caso en el cual A_{mv} corresponde a la suma de las porciones del muro inyectadas con mortero de relleno, incluyendo las paredes de las unidades de mampostería que las circundan y que tienen mortero de pega.

D.5.4.5.2 – ***Area efectiva*** A_{mv} ***para cortante en la dirección paralela al plano del muro*** – Cuando la dirección de las fuerzas horizontales es paralela al plano del muro, e induce esfuerzos cortantes en esa dirección, solo el alma de la sección resiste esfuerzos cortantes y A_{mv} es el área neta del alma de la sección. Generalmente $A_{mv} = b\ell_w$, siendo **b** el ancho efectivo del alma. No obstante, cuando hay concentraciones de celdas inyectadas con mortero de relleno en los extremos del muro, el ancho efectivo para este propósito debe calcularse en la zona central del alma.

D.5.4.6 - DISTANCIA ENTRE APOYOS EN VIGAS Y DINTELES - Para vigas y dinteles la distancia máxima entre apoyos que les den soporte lateral debe ser de 32 veces el ancho efectivo.

D.5.4.7 - RIGIDEZ MINIMA A FLEXION EN VIGAS Y DINTELES - La rigidez mínima a flexión de un elemento debe ser tal que no se produzcan flechas elásticas mayores a $\ell/500$ bajo la totalidad de las cargas verticales de diseño sin mayorar.

D.5.4.8 - VIGAS DE SECCION ALTA - Las vigas que tengan relaciones de longitud/altura menores de 1.25 en luces simples y menores de 2.5 en luces continuas, se deben diseñar teniendo en cuenta relaciones no lineales en la distribución de esfuerzos en la sección.

D.5.5 – RESISTENCIA PARA CARGA AXIAL DE COMPRESION

D.5.5.1 – MAXIMA RESISTENCIA AXIAL TEORICA – La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, P_o, se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$P_o = 0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f_y \leq f'_m A_e \qquad \textbf{(D.5-9)}$$

D.5.5.2 – REDUCCION DE RESISTENCIA AXIAL POR ESBELTEZ – El efecto de la esbeltez del muro en la resistencia nominal para carga axial se obtiene por medio del parámetro R_e:

$$R_e = 1 - [h'/40t]^3 \qquad \textbf{(D.5-10)}$$

D.5.5.3 – RESISTENCIA NOMINAL PARA CARGA AXIAL - La resistencia nominal para carga axial de compresión P_n, sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, no puede ser mayor que el valor dado a continuación:

$$P_n = 0.80\, P_o\, R_e \qquad \textbf{(D.5-11)}$$

D.5.5.4 – MAXIMA RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CARGA AXIAL - La máxima resistencia de diseño para carga axial de compresión P_u, sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, está dada por la siguiente expresión

$$P_u \leq f P_n = f\, 0.80\, P_o\, R_e \qquad \textbf{(D.5-12)}$$

D.5.6 – RESISTENCIA A FLEXION SIN CARGA AXIAL

D.5.6.1 – GENERAL – Cuando la sección del muro esta sometida a momento flector sin la presencia de carga axial, se debe cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq f\, M_n \qquad \textbf{(D.5-13)}$$

D.5.6.2 – SECCIONES SOLO CON REFUERZO A TRACCION – Cuando la sección del muro esta simplemente reforzada, y su cuantía es menor del 75% de la cuantía para condiciones balanceadas, la resistencia nominal a flexión M_n, se puede obtener por medio de la ecuación (D.5-14).

$$M_n = A_s\, f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \textbf{(D.5-14)}$$

y

$$a = \frac{A_s\, f_y}{0.85 f'_m\, b} \qquad \textbf{(D.5-15)}$$

D.5.6.3 – SECCIONES CON REFUERZO A COMPRESION – Cuando la sección del muro tiene refuerzo que trabaja a compresión, y se puede probar que el refuerzo a compresión está en fluencia, la resistencia nominal a flexión M_n, se puede obtener por medio de la ecuación (D.5-16).

$$M_n = A_{s1}\, f_y (d - a/2) + A_{s2}\, f_y (d - d') \qquad \textbf{(D.5-16)}$$

D.5.7 - DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCION PERPENDICULAR A SU PLANO

D.5.7.1 – GENERAL – Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.7.2 – RESISTENCIA A FLEXION PARA MUROS CON CARGA AXIAL MENOR QUE $0.10 f'_m A_e$ – Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es menor que $0.10 f'_m A_e$, el momento de diseño solicitado, M_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación (D.5-17):

$$M_u \leq f\, R_e\, M_n \qquad \textbf{(D.5-17)}$$

donde R_e está dado por la ecuación (D.5-10), y M_n se obtiene por medio de:

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad \textbf{(D.5-18)}$$

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + P_u}{f_y} \qquad \textbf{(D.5-19)}$$

y

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.85 f'_m b} \qquad \textbf{(D.5-20)}$$

y la cuantía de refuerzo a flexión, $\rho = A_s/(bd)$ no debe exceder $0.5\rho_b$.

D.5.7.3 – RESISTENCIA A FLEXION PARA MUROS CON CARGA AXIAL MAYOR QUE $0.10 f'_m A_e$ – Cuando la carga axial que actúa sobre el muro P_u en la sección bajo estudio es mayor que $0.10 f'_m A_e$, la relación de esbeltez del muro h'/t no debe ser mayor que 30, y el momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación (D.5-21):

$$M_u \leq \phi R_e M_n \qquad \textbf{(D.5-21)}$$

donde R_e está dado por la ecuación (D.5-10), y M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado de los dados en D.5.1.5.1.

D.5.7.4 – RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO – Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro:

$$V_u \leq \phi V_n \qquad \textbf{(D.5-22)}$$

donde:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \qquad \textbf{(D.5-23*)}$$

donde A_{mv} está definido en D.5.4.5.1 y el valor del coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, está dado en D.5.1.5.1.

D.5.8 - DISEÑO DE MUROS EN LA DIRECCION PARALELA A SU PLANO

D.5.8.1 – GENERAL – Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.5.8.2 – RESISTENCIA MINIMA A LA FLEXION – Cuando el modo de falla dominante del muro es la flexión, la resistencia nominal a flexión del muro M_n, debe cumplir la siguiente relación:

$$M_n \geq \alpha M_{cr} \qquad \textbf{(D.5-24)}$$

donde α = 1.8 para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno, α = 3.0 para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo y α = 3.0 para mampostería de cavidad reforzada. M_{cr} es el momento de agrietamiento, el cual se obtiene por medio de la ecuación (D.5-25).

$$M_{cr} = \frac{b\,\ell_w^2}{6} f_r \qquad \textbf{(D.5-25)}$$

El módulo de ruptura de la mampostería, f_r, se obtiene así:

(a) Para mampostería totalmente inyectada ..... $f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6$ MPa

(b) Para mampostería con solo las celdas con refuerzo inyectada..... $f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8$ MPa

(c) Para mampostería de cavidad reforzada ..... $f_r = 0.17\sqrt{f'_m} \leq 0.8$ MPa

D.5.8.3 – RESISTENCIA A LA FLEXO-COMPRESION – El momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación (D.5-26), para el nivel de carga P_u:

$$M_u \leq \phi M_n \qquad \textbf{(D.5-26)}$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ, apropiado de los dados en D.5.1.5.2, el cual, a su vez, depende del nivel de carga axial.

D.5.8.4 – RESISTENCIA A CORTANTE EN LA DIRECCIÓN PARALELA AL PLANO DEL MURO – Se debe cumplir la siguiente condición con respecto a la fuerza cortante que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro:

$$V_u \leq \phi V_n \qquad \textbf{(D.5-27)}$$

y

$$V_n = V_m + V_s \qquad \textbf{(D.5-28)}$$

Si $V_u \geq \phi V_m$, entonces, el refuerzo debe tomar todo el esfuerzo cortante, y entonces:

En las ecuaciones anteriores, V_m se calcula de acuerdo con lo indicado en D.5.8.4.2 y V_s de acuerdo con D.5.8.4.3. Además, el cortante nominal total, V_n dado por la ecuación (D.5-28) no puede exceder en ninguna sección horizontal del muro el valor dado en D.5.8.4.4.

D.5.8.4.1 – *Verificación de articulación plástica* – Si el cortante nominal del muro, V_n, excede el cortante que se produce con la resistencia nominal a flexión del muro, M_n, existe la posibilidad de que se desarrolle una articulación plástica en la base del muro y deben adoptarse precauciones especiales dentro de una región que va desde la base del muro hasta una altura igual a ℓ_w. Todas las secciones dentro de esta región deben tener una resistencia nominal al cortante igual a:

$$V_n = V_s \qquad \textbf{(D.5-29)}$$

La resistencia al corte requerida, V_u, para esta región puede determinarse con base en el momento resistente M_n en una sección localizada a una altura igual a $\ell_w/2$, pero no más de medio piso, por encima de la base del muro. La separación, s, del refuerzo horizontal de cortante dentro de esta región comprendida entre la base y una altura igual a ℓ_w, no puede exceder tres veces el ancho nominal del muro, t, ni 600 mm. En el resto del muro hacia arriba, la resistencia nominal al cortante puede determinarse por medio de la ecuación (D.5-28).

D.5.8.4.2 – *Valor de* V_m – El cortante nominal resistido por la mampostería, V_m, se calcula utilizando las expresiones dadas en la tabla D.5-2, donde M es el momento que ocurre simultáneamente con V en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones. A_{mv} está definida en D.5.4.5.2.

Tabla D.5-2 – Valor del cortante nominal resistido por la mampostería, V_m

$\frac{M}{V\,d}$	V_m
$0.25 \geq \frac{M}{V\,d}$	$V_m = 0.20\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M}{V\,d} < 1.00$	$V_m = \left[0.23 - 0.13\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m}$

$\frac{M}{V\,d} \geq 1.00$	$V_m = 0.10\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$

D.5.8.4.3 – *Valor de* V_s – El cortante nominal resistido por el refuerzo horizontal de cortante, V_s, se calcula utilizando la ecuación (D.5-29):

$$V_s = \rho_n\, f_y\, A_{mv} \qquad \textbf{(D.5-29)}$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del refuerzo de cortante, y ρ_n es la cuantía del refuerzo que contribuye a resistir la fuerza cortante, calculada de acuerdo con la ecuación (D.5-30):

$$\rho_n = \frac{A_v}{s\,b} \qquad \textbf{(D.5-30)}$$

A_v es el área de refuerzo horizontal que resiste cortante, espaciado una separación s medida verticalmente, colocado dentro de elementos horizontales embebidos dentro del muro, como se describe en D.4.5.11.2. Dentro de este refuerzo no se incluye el refuerzo horizontal de junta descrito en D.4.5.11.1.

D.5.8.4.4 – *Valores máximos de* V_n – El cortante nominal, V_n, no puede exceder los valores dados en la tabla D.5-3, donde M es el momento que ocurre simultáneamente con V en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8\ell_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Tabla D.5-3 - Valores máximos para el cortante nominal V_n

$\frac{M}{V\,d}$	máximo valor permitido para V_n
$0.25 \geq \frac{M}{V\,d}$	$0.50\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq 2.7\,A_{mv}$
$0.25 < \frac{M}{V\,d} < 1.00$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq \left[3.0 - 1.3\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}$
$\frac{M}{V\,d} \geq 1.00$	$0.33\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq 1.7\,A_{mv}$

D.5.8.5 – ELEMENTOS DE BORDE – Se deben utilizar elementos de borde en los muros de muros mampostería de unidades de perforación vertical y de mampostería de cavidad reforzada, cuando el modo de falla del muro sea en flexión y el esfuerzo de compresión de la fibra extrema en condiciones de cargas mayoradas exceda $0.20f'_m$ para mampostería de cavidad reforzada como se define en D.2.1.1 y mampostería reforzada como se define en D.2.1.2, y cuando exceda $0.30f'_m$ para mampostería parcialmente reforzada como se define en D.2.1.3. Deben cumplirse además los siguientes requisitos:

(a) Los elementos de borde se pueden suspender a partir de la sección en la que el esfuerzo de compresión sea inferior a $0.15f'_m$, pero no deben suspenderse antes de llegar a una altura igual a ℓ_w, medida desde la base del muro.

(b) Los esfuerzos se calculan para las fuerzas mayoradas, utilizando un modelo linealmente elástico y considerando la sección como no fisurada.

(c) Los elementos de borde deben avanzar hacia el centro del muro una distancia no menor de 3 veces el espesor del muro, para que confinen todo el refuerzo vertical cuyo esfuerzo de compresión correspondiente en la mampostería adyacente exceda a $0.4\,f'_m$,

(d) Los elementos de borde deben tener estribos de confinamiento de diámetro N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm), separados verticalmente a 200 mm, o su equivalente, dentro del espacio inyectado con mortero de relleno.

CAPITULO D.6
MAMPOSTERIA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.1 - REQUISITOS GENERALES

D.6.1.1 GENERAL - Además de lo especificado en este capítulo, las estructuras en mampostería de cavidad reforzada deben cumplir los capítulos D.1, D.2 y D.3 de este Título.

D.6.1.2 - DEFINICION - Se clasifican como muros de cavidad reforzada aquellos que se construyen con dos paredes laterales de mampostería que dejan una cavidad interior continua, reforzada como se indica en el presente Capítulo, que se inyecta posteriormente en su totalidad con mortero o concreto fluido.

D.6.1.2.1 – *Unidades de mampostería* - Las unidades de mampostería utilizadas en la construcción de las paredes laterales pueden ser de concreto, arcilla cocida o sílico-calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal, y deben cumplir las normas establecidas para las unidades de mampostería en D.3.6.

D.6.1.2.2 – *Mortero de pega* - Los morteros para pega de las paredes laterales deben cumplir lo establecido en D.3.4 de estas normas.

D.6.1.2.3 – *Mortero de relleno* - Los morteros de relleno para las celdas verticales de las paredes deben cumplir lo establecido en D.3.5 de estas normas. Igualmente se deben cumplir dichas especificaciones en el mortero de relleno que se utilice en la cavidad continua, el cual debe corresponder al tipo de mortero de relleno grueso, clasificado en la tabla D.3.2. Alternativamente, la cavidad continua se puede inyectar con concreto fluido cuyo tamaño máximo del agregado grueso no exceda la quinta parte del espesor de la cavidad y cuya fluidez y consistencia puedan garantizar su colocación sin que se presente segregación.

D.6.1.3 - ESPESOR MINIMO - Los muros en mampostería de cavidad reforzada deben tener un espesor real total no menor de 190 mm, los cuales corresponden a 70 mm de espesor real mínimo (80 mm de espesor nominal) en cada pared lateral y a 50 mm de espesor mínimo de la cavidad.

D.6.1.4 - CONECTORES - Las paredes laterales deben estar conectadas horizontalmente con alambres de diámetro no inferior a 4 mm, espaciados verticalmente máximo a 600 mm y horizontalmente máximo a 800 mm. Se pueden utilizar conectores en cercha, en escalera, en zeta o estribos rectangulares con abertura de 100 a 150 mm.

D.6.1.4.1 - *Propósito* - El propósito de los conectores es el de garantizar la acción compuesta conjunta de los dos muros laterales y de la cavidad. Bajo ciertas circunstancias estos conectores pueden ser insuficientes para atender los efectos de la presión hidrostática del material de inyección sobre las paredes laterales, por lo tanto deben tenerse en cuenta los requisitos establecido en D.6.5.4.

D.6.1.4.2 – *Conectores en Z* - Los conectores en zeta sólo pueden utilizarse cuando las paredes laterales se construyan con unidades sólidas o de perforación horizontal. En estos conectores la longitud de la pata debe ser de 50 mm ó más, la cual debe quedar totalmente embebida en el mortero de pega. Cuando se utilicen conectores en zeta las distancias entre ellos no pueden exceder 400 mm verticales ni 600 mm horizontales.

D.6.1.5 – VENTANAS DE LIMPIEZA - Se deben dejar ventanas de limpieza en cada pared con dimensiones no menores de 75 mm por 75 mm espaciadas máximo a 1 m de un extremo al otro del muros y alternadas en las paredes.

D.6.1.6 - RESISTENCIA MINIMA - El mortero de relleno ó el concreto fluido deben tener una resistencia mínima a la compresión de 12.5 MPa medida a los 28 días. La resistencia a la compresión de la mampostería de las paredes, f'_m, no puede ser inferior a 6.25 MPa ni al 50% de la resistencia a la compresión especificada para el material de inyección de la cavidad, ni mayor que dos veces la resistencia especificada para el material de inyección.

D.6.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA DE CAVIDAD REFORZADA

D.6.2.1 - Las limitaciones de uso y los requisitos especiales sísmicos del sistema de mampostería de cavidad reforzada, utilizado individualmente ó como parte de un sistema combinado, se rigen por el Capítulo A.3 de estas normas. La mampostería de cavidad reforzada se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.6.3 - REQUISITOS DEL REFUERZO

D.6.3.1 – GENERAL - Los refuerzos utilizados en la mampostería de cavidad reforzada deben cumplir las especificaciones establecidas en el capítulo D.2 de estas normas. El uso, las características, el manejo y la colocación del refuerzo debe tener en cuenta las demás disposiciones establecidas en este Título.

D.6.3.2 - REFUERZO MINIMO - La cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de cavidad reforzada no puede ser inferior a los siguientes valores:

(a) En la cavidad se debe colocar un refuerzo continuo tanto horizontal como verticalmente, que cumpla con las siguientes cuantías evaluadas sobre el área bruta de la cavidad:

Refuerzo vertical mínimo **0.0015**

Refuerzo horizontal mínimo **0.0020**

(b) Sumando el refuerzo de la cavidad y el refuerzo de las paredes laterales, la cantidad de refuerzo dispuesto en cualquier dirección no puede ser inferior a 0.0007 respecto al área bruta de la sección transversal completa. La suma de las cuantías vertical y horizontal no puede ser inferior a 0.0020 medida respecto al área bruta de la sección transversal completa.

D.6.3.2.1 – *Separación del refuerzo* – Dentro de la cavidad la separación del refuerzo utilizado no puede ser mayor de 400 mm ni menor de 50 mm. El refuerzo vertical debe tener posicionadores a distancias no mayores de 250 diámetros de la barra ó 3 m. El refuerzo horizontal debe soportarse en los conectores transversales.

D.6.3.3 – REFUERZO EN ABERTURAS - En cada extremo de un muro de cavidad reforzada deben colocarse como mínimo dos barras N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm) dispuestas en toda la altura del muro y ancladas en los extremos. Mínimo deben colocarse horizontalmente, en toda la longitud del muro, dos barras N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm) en el remate y en el arranque de todo muro de cavidad reforzada. Estas barras deben estar ancladas en los extremos. A cada lado de las aberturas de puertas o ventanas, deben colocarse mínimo dos barras N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm) tanto horizontal como verticalmente, cuya longitud debe ser tal, que cada extremo de las barras sobrepase el borde de la abertura una distancia no menor que la longitud de desarrollo ni 500 mm.

D.6.3.4 – REFUERZO EN COMPRESION - Cuando el refuerzo vertical de la cavidad no contribuya a resistir los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 2 (1/4”) ó 6M (6 mm). Cuando el refuerzo vertical de la cavidad contribuya a los esfuerzos de compresión, su diámetro mínimo es N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm). Este refuerzo que trabaja a compresión debe soportarse lateralmente mediante estribos de diámetro no inferior a N° 2 (1/4”) ó 6M (6 mm), con un espaciamiento máximo de 200 mm ó 16 diámetros de barra vertical.

D.6.3.5 – DIAMETRO MINIMO - El diámetro de las barras de la cavidad no puede ser mayor que la cuarta parte de su espesor.

D.6.3.6 – CAPAS DE REFUERZO - El refuerzo debe disponerse en una sola capa para espesores de la cavidad hasta de 200 mm. Para espesores mayores se deben disponer dos capas de refuerzo, las cuales individualmente no pueden contener más del 66% del refuerzo total de la cavidad.

D.6.4 - REQUISITOS DE DISEÑO

D.6.4.1 - GENERAL - Los muros de cavidad rellena se deben diseñar siguiendo los requisitos del capítulo D.5 de estas normas, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales especificados y las características dimensionales de la sección compuesta, y siguiendo los procedimientos apropiados para el estudio de la distribución de esfuerzos en elementos de varios materiales. Adicionalmente deben tenerse en cuenta para el diseño los requisitos de esta sección.

D.6.4.2 - ANALISIS - El análisis estructural de los muros de mampostería de cavidad reforzada debe basarse en la sección transformada elástica de la sección neta compuesta. Los esfuerzos evaluados en cualquier porción de la mampostería compuesta, deberán estar dentro de los límites establecidos para el material de esa porción. Los esfuerzos admisibles para el material de inyección se deben determinar con las mismas fórmulas utilizadas para la mampostería reemplazando el valor de f'_m por f'_{cr}.

D.6.4.3 – MODULO DE ELASTICIDAD - El módulo de elasticidad de cada pared componente de la mampostería de cavidad reforzada, se debe determinar de acuerdo con D.5.2. Cuando la relación entre los módulos sea superior a 2, o inferior a 0.5, los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0.05f'_m$ y $0.33f'_m$.

D.6.4.4 – SECCION TRANSFORMADA - Al transformar la sección se debe tomar uno de los materiales como base. La dimensión paralela al eje neutro de la sección, debe ser el producto de la relación modular por la dimensión original, sin alterar las dimensiones en la dirección ortogonal al eje neutro. Ni la altura efectiva, ni la longitud de los elementos se pueden modificar debido a la transformación de la sección. El espesor efectivo considerado debe ser el de la sección original.

D.6.4.5 - MONOLITISMO - La mampostería de cavidad reforzada se debe diseñar para que tenga un funcionamiento monolítico. Se deben estudiar y atender los esfuerzos internos derivados de cambios de volumen, y otros efectos reológicos.

> **D.6.4.5.1 – *Esfuerzo cortante de contacto*** - El esfuerzo cortante en la superficie de contacto de la cavidad con la pared se debe limitar, en todos los casos, a 0.07 MPa.

D.6.5 - REQUISITOS ADICIONALES DE CONSTRUCCION

Además de lo establecido en el capítulo D.4 de estas normas, se deben tener en cuenta los siguientes requisitos adicionales para construcciones en mampostería de cavidad rellena:

D.6.5.1 – PAREDES LATERALES - La construcción de las paredes laterales de mampostería tiene las tolerancias de alineamiento establecidas en este Título. Su ejecución debe ser simultánea, con desfase vertical entre las paredes máximo de 400 mm. La cavidad interior debe estar libre de rebabas, escombros y chorreaduras de mortero.

D.6.5.2 – REFUERZO HORIZONTAL EN LA CAVIDAD - El refuerzo horizontal de la cavidad se debe colocar en la medida que avanza la ejecución del muro, soportado por los conectores y fijado a éstos.

D.6.5.3 – INYECCION DE LA CAVIDAD - La inyección de la cavidad debe hacerse mínimo a los 3 días de construidas las paredes, garantizando el arriostramiento contra la presión hidrostática del material de inyección.

> **D.6.5.3.1 – *Altura de inyección*** - La inyección de la cavidad se puede llevar a cabo después de realizar limpieza del fondo y una vez se haya colocado y asegurado el refuerzo vertical. El proceso de inyección se debe realizar en el mismo día con alturas sucesivas de 1.2 m, dejando un tiempo entre 60 y 90 minutos entre capas. Al finalizar cada capa, pasados 5 minutos, se debe recompactar la mezcla.
>
> **D.6.5.3.2 – *Longitud de la inyección*** - La longitud horizontal de inyección en una sola operación no debe exceder 8 metros. En caso necesario, se deben colocar barreras continuas verticales que impidan el flujo lateral del material de inyección, para garantizar el monolitismo del muro al finalizar la construcción.

D.6.5.4 – CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES – El control de calidad de los materiales se debe realizar de acuerdo con las normas de producción de los diferentes materiales y con las frecuencias indicadas en D.3.8.

CAPITULO D.7
MUROS DE MAMPOSTERIA REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.7.1 GENERALIDADES

D.7.1.1 - Las edificaciones de muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical deben cumplir los requisitos de este Capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.7.1.2 - Los muros de mampostería reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

D.7.1.3 - Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm. Sólo se admite el aparejo trabado y no se permite el uso de morteros tipo N.

D.7.1.4 - La resistencia de la mampostería f'_m en este tipo de mampostería estructural, no puede tener una resistencia menor de 10 MPa, ni una resistencia mayor de 28 MPa.

D.7.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA REFORZADA

D.7.2.1 - Las restricciones al uso de la mampostería reforzada se basan en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, de la siguiente manera:

D.7.2.1.1 – *Capacidad especial de disipación de energía (DES)* - Cuando todas las celdas verticales, inclusive las que no llevan refuerzo, se inyectan con mortero de relleno la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (*DES*).

D.7.2.1.2 – *Capacidad moderada de disipación de energía (DMO)* - Cuando solo se inyectan con mortero de relleno las celdas verticales que llevan refuerzo, la mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical (bloque) se clasifica para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.7.3 - REFUERZO DE MUROS

D.7.3.1 - CUANTIA MINIMA – Deben cumplirse las siguientes cuantías mínimas:

- **(a)** La cuantía del refuerzo evaluada sobre el área bruta de la sección del muro, en cada una de las direcciones, vertical y horizontal, no debe ser menor de 0.0007.
- **(b)** La suma de ambas cuantías, horizontal y vertical, no puede ser menor que 0.0020.
- **(c)** La cuantía de refuerzo vertical no puede ser menos de la mitad de la cuantía de refuerzo horizontal.
- **(d)** En la evaluación de las cuantías se puede tener en cuenta los refuerzos requeridos en D.7.3.2 y D.7.3.3, siempre y cuando sean continuos en el tramo del muro.
- **(e)** El refuerzo requerido por cortante colocado en los elementos embebidos descritos en D.4.5.11.2 se puede considerar dentro de la evaluación de la cuantía horizontal.

D.7.3.2 - REFUERZO VERTICAL MINIMO – Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

- **(a)** El espaciamiento horizontal entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 1.20 m.
- **(b)** Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm) en cada extremo del muro.

(c) Se debe disponer como mínimo una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Este refuerzo debe ser continuo dentro del tramo de muro.

D.7.3.3 - REFUERZO HORIZONTAL MINIMO - Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

(a) El diámetro del refuerzo horizontal en las juntas horizontales de pega no puede ser menor de 4 mm y no puede espaciarse verticalmente a más de 600 mm.

(b) El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 1.20 m.

(c) Se debe colocar un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en el remate y arranque de los muros, y al nivel de las losas de entrepiso.

(d) Se debe colocar además un refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en la parte superior y en la parte inferior de aberturas interiores con dimensiones mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.7.4 REQUISITOS DE DISEÑO

D.7.4.1 – Las estructuras de mampostería reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.7.5 REQUISITOS DE CONSTRUCCION

D.7.5.1 – Las estructuras de mampostería reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

CAPITULO D.8
MUROS DE MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDOS CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.1 – GENERALIDADES

D.8.1.1 - Una edificación de muros de mampostería parcialmente reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este capítulo. Además debe cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del Capítulo D.2, las especificaciones para materiales del Capítulo D.3 y los requisitos de construcción del Capítulo D.4.

D.8.1.2 - Los muros de mampostería parcialmente reforzada deben construirse utilizando unidades de perforación vertical que cumplan los requisitos de D.3.6.4.

> **D.8.1.2.1** - En edificaciones de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, cuando se utilicen piezas de arcilla cocida, se pueden combinar unidades de perforación vertical en los sitios de refuerzo vertical, combinadas con unidades macizas o de perforación horizontal de igual coordinación modular, colocadas en donde no se requiera refuerzo vertical y utilizando aparejo trabado únicamente.

D.8.1.3 - Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.2-2 para vivienda de uno y dos pisos. No se admite el uso de morteros tipo N.

D.8.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.2.1 - Las restricciones al uso de la mampostería parcialmente reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.8.3 - REFUERZO DE MUROS

D.8.3.1 - CUANTIA MINIMA - La cuantía del refuerzo en cada una de las direcciones, vertical u horizontal, no debe ser menor del 0.00027, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro, teniendo en cuenta en la evaluación de la cuantía únicamente el refuerzo que sea continuo en el tramo del muro.

D.8.3.2 - REFUERZO VERTICAL MINIMO – Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo vertical:

- **(a)** El espaciamiento entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 2.40 m.
- **(b)** Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) en cada extremo del muro
- **(c)** Se debe disponer como mínimo de una barra N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) al lado de ventanas o aberturas interiores mayores de 600 mm horizontal o verticalmente. Estas barras deben ser continuas dentro del tramo de muro.

D.8.3.3 - REFUERZO HORIZONTAL MINIMO – Deben cumplirse los siguientes requisitos para el refuerzo horizontal:

- **(a)** El refuerzo horizontal en las juntas de pega no puede estar espaciado a más de 800 mm.
- **(b)** El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, véase D.4.5.11.2, no puede espaciarse verticalmente a más de 3.00 m.
- **(c)** Se debe disponer además refuerzo horizontal mínimo de dos barras N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) en el remate y arranque de los muros, al nivel de las losas de entrepiso
- **(d)** en la parte superior e inferior de las aberturas interiores mayores de 600 mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600 mm.

D.8.4 - DISEÑO DE LA MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA CONSTRUIDA CON UNIDADES DE PERFORACION VERTICAL

D.8.4.1 - Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada construidas con unidades de perforación vertical deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos D.1 a D.5, cumpliendo las cuantías de refuerzo dadas en el presente Capítulo.

D.8.5 REQUISITOS DE CONSTRUCCION

D.8.5.1 – Las estructuras de mampostería parcialmente reforzada de unidades de perforación vertical deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

►

CAPITULO D.9
MUROS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA

D.9.1 – GENERALIDADES

D.9.1.1 - Una edificación de muros de mampostería no reforzada se clasifica como tal si cumple los requisitos de este capítulo. Además deben cumplir lo establecido como requisitos generales en el Capítulo D.1, las normas y procedimientos del capítulo D.2, las especificaciones para materiales del capítulo D.3 y los requisitos de construcción del capítulo D.4.

D.9.1.2 - Cuando una edificación en mampostería no cumple todos los requisitos que este Reglamento para mampostería parcialmente reforzada o mampostería reforzada, debe clasificarse y diseñarse como mampostería no reforzada.

D.9.1.3 - Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120 mm, exceptuando los espesores mínimos establecidos en la tabla E.2-1 para viviendas de uno y dos pisos.

D.9.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA NO REFORZADA

D.9.2.1 - Las restricciones al uso de la mampostería no reforzada se deben basar en lo establecido al respecto en el Capítulo A.3 de estas normas. La mampostería no reforzada solo puede utilizarse como sistema de resistencia sísmica en aquellas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde el valor de $\mathbf{A_a}$ sea menor o igual a 0.05. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico (*DMI*).

D.9.3 - DISEÑO DE LA MAMPOSTERIA NO REFORZADA

D.9.3.1 - Los muros de mampostería no reforzada deben diseñarse por el método de los esfuerzos admisibles de trabajo, de acuerdo con lo dispuesto en el Apéndice D-1 de este Título.

D.9.4 REQUISITOS DE CONSTRUCCION

D.9.4.1 – Las estructuras de mampostería no reforzada deben construirse siguiendo los requisitos del Capítulo D.4.

CAPITULO D.10
MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS

D.10.0 - NOMENCLATURA

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento **i**, en mm².
A_{ct} = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm².
A_e = área efectiva de la sección de mampostería, en mm².
A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m².
A_{md} = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm².
A_{mv} = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, véase D.5.4.5, en mm².
A_p = área del piso en el nivel considerado, en m².
A_{st} = área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm².
b = ancho efectivo de la sección de muro para efectos en el plano del muro, véase D.5.4.4, en mm.
f'_c = resistencia a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
f'_{cu} = resistencia a la compresión de la unidad de mampostería, en MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
$\sqrt{f'_m}$ = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
h' = longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, en mm.
h_p = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm.
I_{ct} = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm^4.
ℓ_w = longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en mm.
ℓ_c = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm.
M_n = momento resistente nominal del muro.
M_u = momento mayorado solicitado de diseño del muro.
N = número de niveles por encima del nivel considerado
P_{nc} = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{nd} = fuerza axial resistente nominal a la compresión de la mampostería sola, en N.
P_{nt} = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
P_u = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro, en N.
P_{uc} = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
P_{ud} = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N.
P_{ut} = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
t = espesor efectivo del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm.
V_n = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
V_u = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
V_{nc} = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N.
V_{uc} = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento, en N.
x_i = distancia de la columna de confinamiento **i** al borde del muro, en mm.
$\bar{x}$ = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm.
DP_{ui} = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento **i**, causada por el momento solicitado de diseño, M_u, en N.
f = coeficiente de reducción de resistencia.

D.10.1 - REQUISITOS GENERALES

D.10.1.1 - CLASIFICACION - Se clasifica como mampostería confinada aquella que se construye utilizando muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzado, vaciados posteriormente a la ejecución del muro y que actúan monolíticamente con éste.

D.10.1.2 – REQUISITOS COMPLEMENTARIOS - Las estructuras en mampostería de muros confinados deben cumplir los requisitos dados en los Capítulos D.1, D.2, D.3, D.4 y D.5 de este Reglamento, con las excepciones que se anotan dentro del presente Capítulo.

D.10.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS

D.10.2.1 - La mampostería de muros confinados debe cumplir con las limitaciones establecidas en el capítulo A.3 de estas normas. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (*DMO*).

D.10.3 – REQUISITOS PARA LOS MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA

D.10.3.1 – GENERAL – Los muros estructurales de mampostería confinada deben cumplir los requisitos de esta sección. La resistencia ante todas las cargas se obtiene por medio de los muros estructurales, los cuales deben ser confinados. Para que un muro confinado se considere como muro estructural debe ser continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas. Los muros que no cumplan los requisitos anteriores, se consideran como muros no estructurales y deben cumplir los requisitos del Capítulo A.9.

D.10.3.2 - UNIDADES DE MAMPOSTERIA PERMITIDAS - La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 – *Valores mínimos para la resistencia de las unidades,* f'_{cu} – Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la Tabla D.10-1.

Tabla D.10-1 – Resistencia mínima de las unidades para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	15
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

D.10.3.2.2 – *Restricción al uso del bloque de perforación horizontal de arcilla* – Solo se permite el uso del bloque de perforación horizontal de arcilla en edificaciones de uno y dos pisos y en los dos pisos superiores de edificaciones de más de dos pisos, cuando se permita su empleo, éste se limitará a muros donde se cumpla $P_u/A_e \leq 0.15 f'_m$.

D.10.3.3 - ESPESOR MINIMO DEL MURO - Los muros de mampostería confinada en ningún caso pueden tener una la relación entre la altura libre del muro y su espesor mayor de 25 y deben tener un espesor nominal no menor de 110 mm. En viviendas de uno y dos niveles se pueden utilizar como espesores mínimos los establecidos en la tabla E.2-2.

D.10.3.4 - AREA MINIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL - El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, esta limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \geq \frac{N\,A_a\,A_p}{20} \qquad \textbf{(D.10-1)}$$

D.10.4 - REQUISITOS GENERALES PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

D.10.4.1 – RESISTENCIA DEL CONCRETO – Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

D.10.4.2 – COMPATIBILIDAD CON EL TITULO C - Las longitudes de desarrollo, las longitudes de empalme por traslapo, y el anclaje, del refuerzo de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C de estas normas, con excepción de las dimensiones mínimas y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.4.3 – REFUERZO INTERIOR EN EL MURO – Todo refuerzo debe ir colocado dentro de las columnas y vigas de confinamiento, no se permite colocar los refuerzos de confinamiento dentro de unidades de perforación vertical. Se exceptúan las vigas de remate de los muros, las cuales se pueden realizar en unidades tipo U, inyectadas con mortero de resistencia a la compresión no menor de 10 MPa.

D.10.5 – COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

D.10.5.1 – GENERAL – Se consideran columnas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en los dos bordes del muro que confinan y en puntos intermedios dentro del muro. Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro y se deben vaciar directamente contra el muro con posterioridad al alzado de los muros estructurales de cada piso.

D.10.5.2 – DIMENSIONES MINIMAS – Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 - *Espesor mínimo* - El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 - *Area mínima* - El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20000 mm² (200 cm²).

D.10.5.3 - UBICACIÓN - Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

(a) En los extremos de todos los muros estructurales.

(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.

(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

D.10.5.4 - REFUERZO MÍNIMO - El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8”) ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4”) ó 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.5.5 – ANCLAJE DEL REFUERZO – El refuerzo vertical de las columnas de confinamiento debe anclarse al sistema de cimentación. Pueden utilizarse barras de empalme ancladas en la cimentación mediante ganchos a 90°. Estas barras deben sobresalir la longitud de empalme por traslapo desde la cara superior del cimiento. Los empalmes del refuerzo vertical de las columnas de confinamiento deben cumplir los requisitos establecidos en el Capítulo C.12

de estas normas. En el extremo superior de la columna de confinamiento los refuerzos longitudinales debe anclarse en un elemento de confinamiento transversal a su dirección con un gancho de 90°.

D.10.5.6 - REFUERZO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO - En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia se deben utilizar estribos cerrados de confinamiento mínimo N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm y cuyas ramas no pueden estar separadas a distancias mayores de 150 mm. La distancia en cada extremo del elemento, medida a partir del elemento transversal de confinamiento, en la cual se deben colocan los estribos de confinamiento debe ser la mayor entre 450 mm, 3 veces la mayor dimensión de la sección del elemento o la sexta parte de la luz en cuestión.

D.10.6 – VIGAS DE CONFINAMIENTO

D.10.6.1 – GENERAL - Se consideran vigas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en la parte inferior y superior de muros confinados. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan. La viga de cimentación se considera como una viga de amarre y debe cumplir los requisitos mínimos de las vigas de amarre.

D.10.6.2 – DIMENSIONES MINIMAS - Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 - *Espesor mínimo* - El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.6.2.2 - *Area mínima* - El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

D.10.6.3 - UBICACION - Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) *A nivel de cimentación* - El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.

(b) *A nivel del sistema de entrepiso* - Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.

(c) *A nivel del enrase de cubierta* - Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma.

- Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
- Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.

D.10.6.4 - REFUERZO MINIMO - El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 3 barras Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), El área de refuerzo longitudinal no puede ser menor a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm). En ningún caso, el refuerzo longitudinal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** - El refuerzo transversal mínimo debe consistir en estribos cerrados N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a distancias no mayores de 200 mm ni de 1.5 veces la menor dimensión del elemento. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.4.1 – *Vigas que continúan fuera del muro confinado* - Cuando una viga de amarre continúa fuera del muro confinado, y cumpla funciones de dintel, de apoyo para losa, o como elemento colector dentro del diafragma, la viga debe diseñarse de acuerdo a los requisitos del Título C de estas normas.

D.10.6.5 – ANCLAJE DEL REFUERZO - El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90° dentro de un elemento de confinamiento transversal a su dirección.

D.10.6.6 – VIGA DE AMARRE SOBRE LA CIMENTACION – Sobre la cimentación debe colocarse una viga de amarre que cumpla con los requisitos mínimos para vigas de confinamiento dados en esta sección. Cuando la cimentación está construida con elementos de concreto reforzado, éstos se consideran la viga de amarre y solo se debe cumplir con las cuantías mínimas, pero en ningún caso, el refuerzo puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.

D.10.6.7 – CINTAS DE AMARRE - Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 7.5 MPa.

D.10.7 - REQUISITOS DE ANALISIS Y DISEÑO

D.10.7.1 - GENERAL - Las estructuras de mampostería de muros confinados se debe analizar y diseñar de acuerdo a los requisitos de dados en el Capítulo D.5 con las excepciones dadas en el la presente sección. El diseño se debe realizar de acuerdo con el método de diseño por estados límites de resistencia.

D.10.7.2 – VALORES DE $\mathbf{f}$ – En vez de los valores de $\mathbf{f}$ dados en D.5.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... $\mathbf{f = 0.70}$

(b) Carga axial de tracción ..... $\mathbf{f = 0.90}$

(c) Flexión sin carga axial..... $\mathbf{f = 0.90}$

(d) Cortante ..... $\mathbf{f = 0.60}$

D.10.7.3 – SUPOSICIONES DE DISEÑO – Deben tenerse en cuenta las siguientes suposiciones, en el diseño de muros de mampostería confinada:

(a) Las suposiciones de diseño indicadas en D.5.1.6.

(b) Deben considerarse en el caso de mampostería de muros confinados, que el muro es un elemento homogéneo que incluye la porción de mampostería y los elementos de confinamiento. Las propiedades mecánicas del muro, como conjunto, se describen a través de las de la mampostería, las cuales, a su vez, deben ser las que se definen en el Capítulo D.5.

(c) Para efectos de aplicar las características dimensionales efectivas indicadas en D.5.4, debe considerarse que los elementos de confinamiento son equivalentes a celdas inyectadas con mortero de relleno, a menos que dentro de los requisitos del presente Capítulo se indique explícitamente algo diferente..

D.10.7.4 – DISEÑO PARA CARGA AXIAL DE COMPRESION – El muro, globalmente, debe verificarse para las cargas axiales de compresión, de acuerdo con lo indicado en D.5.5. El área de refuerzo a emplear allí, corresponde a la del acero longitudinal de las columnas de confinamiento. Cuando los procedimientos de diseño requieren que se verifiquen las resistencias axiales de los elementos de confinamiento, pueden emplearse las siguientes resistencias nominales a compresión axial, P_{nc}, y tracción axial, respectivamente, P_{nt}:

$$P_{nc} = 0.80\left[0.85 f'_c\left(A_{ci} - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \textbf{(D.10-2)}$$

$$P_{nt} = -f_y\ A_{st} \qquad \textbf{(D.10-3)}$$

La resistencia nominal a la compresión de la mampostería sola, P_{nd}, sin contribución de los elementos de confinamiento, está definida por:

$$P_{nd} = 0.80\left(0.85\ f'_m\ A_{md}\right) R_e \qquad \textbf{(D.10-4)}$$

donde A_{md} es el área de la sección de mampostería, y R_e se obtiene por medio de:

$$R_e = 1 - \left[h'/40t\right]^3 \qquad \textbf{(D.10-5)}$$

D.10.7.5 – DISEÑO DEL MURO EN LA DIRECCION PERPENDICULAR A SU PLANO – Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería confinada para el efecto de las cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro.

D.10.7.5.1 – *Resistencia a flexo-compresión* – La resistencia del muro a flexión producida por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los siguientes requisitos:

(a) La resistencia a flexo-compresión es contribuida únicamente por la columnas de confinamiento.

(b) Como ancho efectivo, b, debe tomarse únicamente el de las columnas de confinamiento, medido en la dirección del muro.

(c) El diseño se realiza en su totalidad de acuerdo con los requisitos de concreto reforzado del Título C.

(d) La carga axial, P_u, sobre el elemento de confinamiento debe considerarse como el doble de la que se obtiene proporcionalmente a las áreas de mampostería y de columnas de confinamiento, a menos que se realice un análisis más detallado, teniendo en cuenta las relaciones modulares y la posición de las cargas que la inducen.

D.10.7.5.2 – *Resistencia a cortante* – La resistencia del muro a cortante producido por fuerzas horizontales perpendiculares a su propio plano, debe evaluarse con base a los requisitos de D.5.7.4.

D.10.7.6 – DISEÑO A FLEXO-COMPRESION DEL MURO EN LA DIRECCION PARALELA A SU PLANO – Los requisitos de esta sección se emplean para el diseño a flexo-compresión por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería confinada para el efecto de las cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre él. El diseño puede realizarse por uno de los dos procedimientos dados a continuación:

D.10.7.6.1 – *Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería* – En este procedimiento se desprecia la contribución de la mampostería a la resistencia a flexo-compresión del muro. Deben calcularse las fuerzas axiales solicitadas máximas, de compresión P_{uc} y de tracción P_{ut}. sobre cada una de las columnas de confinamiento, por medio de las ecuaciones (D.10-6) y (D.10-7) respectivamente.

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui} \qquad \textbf{(D.10-6)}$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u - \Delta P_{ui} \leq 0 \qquad \textbf{(D.10-7)}$$

Donde P_u y DP_{ui} son siempre positivas, y DP_{ui} se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$DP_{ui} = \left| \frac{M_u A_{ci} (x_i - \bar{x})}{I_{ct}} \right| \qquad \textbf{(D.10-8)}$$

En las ecuaciones anteriores,

$$A_{ct} = \sum_i A_{ci} \qquad \textbf{(D.10-9)}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_i A_{ci}\, x_i}{A_{ct}} \qquad \textbf{(D.10-10)}$$

$$I_{ct} = \sum_i A_{ci} (x_i - \bar{x})^2 \qquad \textbf{(D.10-11)}$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes:

$$P_{uc} \leq f\, P_{nc} \qquad \textbf{(D.10-12)}$$

$$P_{ut} \geq f\, P_{nt} \qquad \textbf{(D.10-13)}$$

Cuando se trata de un muro confinado que únicamente tiene dos columnas de confinamiento iguales en sus bordes, las ecuaciones (D.10-6) a (D.10-8) se simplifican a:

$$P_{uc} = \frac{P_u}{2} + DP_u \qquad \textbf{(D.10-14)}$$

$$P_{ut} = \frac{P_u}{2} - DP_u \leq 0 \qquad \textbf{(D.10-15)}$$

Donde P_u y DP_u son siempre positivas, y DP_u se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$DP_u = \frac{M_u}{\ell_w} \qquad \textbf{(D.10-16)}$$

D.10.7.6.2 – ***Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería*** – El momento de diseño solicitado, M_u, que acompaña la carga axial P_u, debe cumplir la condición dada por la ecuación (D.10-17), para el nivel de carga P_u:

$$M_u \leq f\, M_n \qquad \textbf{(D.10-17)}$$

M_n se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo con los principios enunciados en D.5.1.6 y en D.10.7.3, los cuales permiten calcular un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia, f, apropiado de los dados en D.10.7.2.

D.10.7.7 – DISEÑO A CORTANTE DEL MURO EN LA DIRECCION PARALELA A SU PLANO – En la mampostería de muros confinados toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser tomada por la mampostería, y se supone que no hay contribución a la resistencia a cortante por parte de los elementos de confinamiento. La resistencia de diseño solicitada, V_u, debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq f\, V_n \qquad \textbf{(D.10-18)}$$

y la resistencia nominal a cortante por tracción diagonal, se obtiene de:

$$V_n = \left(\frac{1}{12}\sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3\,A_e}\right) A_{mv} \le \frac{1}{6}\sqrt{f'_m}\; A_{mv} \qquad \textbf{(D.10-19*)}$$

donde P_u, en este caso, es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante mayorada solicitada, V_u, para la cual se realiza el diseño.

D.10.7.8 – VERIFICACION POR APLASTAMIENTO DEL ALMA DEL MURO – Debe verificarse que el paño de muro enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento, no falle por aplastamiento. Para el efecto se considera una biela de compresión en la diagonal del muro, la cual tiene un ancho efectivo igual a un quinto de la longitud de la diagonal. Debe cumplirse la condición:

$$P_{ud} \le f\,P_{nd} \qquad \textbf{(D.10-20)}$$

La fuerza axial que actúa en la diagonal, P_{ud}, se obtiene por medio de:

$$P_{ud} = \frac{h'}{\ell_w} V_u \qquad \textbf{(D.10-21)}$$

Donde h' es la longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, ℓ_w es la longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u. La resistencia nominal al aplastamiento se obtiene por medio de la ecuación (D.10-4). Allí hay que emplear una longitud para evaluación de pandeo h' igual a la dimensión de la diagonal del muro en el paño en estudio, y un espesor efectivo para pandeo t, igual al espesor del muro. El área de la biela de compresión A_{md} es igual al ancho efectivo de la biela, $h'/5$, multiplicada por el espesor efectivo del muro, b, para efectos en la dirección paralela al plano del muro, tal como se define en D.5.4.4.2.

D.10.7.9 – VERIFICACION A CORTANTE EN LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DEL MURO – Los elementos de confinamiento reciben la fuerza de la biela de compresión en la esquina de intersección entre vigas y columnas de confinamiento, por lo tanto hay necesidad de verificar que están en capacidad de resistir como fuerza cortante aplicada, transversal al eje longitudinal del elemento de confinamiento, al menos una fuerza cortante igual a la mitad de la componente correspondiente de la fuerza de compresión que actúa sobre la biela.

La fuerza cortante actuante, V_{uc}, sobre la columna de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{\ell_c}{2\,\ell_w} V_u \qquad \textbf{(D.10-22)}$$

y la fuerza cortante actuante, V_{uc}, sobre la viga de confinamiento es:

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2\,\ell_w} V_u \qquad \textbf{(D.10-23)}$$

En ambos casos debe cumplirse que:

$$V_{uc} \le f\,V_{nc} \qquad \textbf{(D.10-24)}$$

donde V_{nc} para el elemento de confinamiento debe calcularse de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, Capítulo C.11.

D.10.7.10 – DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA DE CONFINAMIENTO – La componente horizontal de la biela de compresión que actúa en la diagonal del muro debe ser resistida como fuerza de tracción en la viga de confinamiento que llega a la misma esquina del paño del muro donde actúa la biela de compresión. Esta fuerza de tracción es igual a la fuerza cortante que lleva el paño de muro. Por lo tanto:

$$P_{ut} = -\frac{\ell_c}{\ell_w} V_u \qquad \textbf{(D.10-25)}$$

La fuerza axial de tracción sobre la viga de confinamiento debe ser resistida en su totalidad por el acero de refuerzo longitudinal de la viga:

$$-P_{ut} \leq -f\,P_{nt} \qquad \textbf{(D.10-26)}$$

donde P_{nt}, se obtiene por medio de la ecuación (D.10-3)

D.10.8 - REQUISITOS DE CONSTRUCCION

D.10.8.1 - GENERAL – Deben cumplirse los requisitos de construcción dados en el Capítulo D.4 del Reglamento, exceptuando las siguientes secciones: D.4.2 y D.4.5.10, D.4.5.11, D.4.5.12 Y D.4.6. Además deben cumplirse los requisitos adicionales dados a continuación:

D.10.8.2 – DETALLES DEL REFUERZO – Todo refuerzo debe estar colocado en elementos de confinamiento. El refuerzo debe cumplir los requisitos dados en el Título C.

D.10.8.3 – REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO - Las especificaciones, requisitos, controles y tolerancias de los elementos de confinamiento son los mismos establecidos en el Título C de estas normas, con excepción de las dimensiones y las cantidades de refuerzo mínimas establecidas en el presente Capítulo.

D.10.8.4 – CONSTRUCCION DEL MURO - La ejecución del muro se debe hacer de manera previa al vaciado de las columnas, dejando el espacio especificado para ellas, siguiendo los procedimientos y controles establecidos en el Capítulo D.4 de este título. Se deben cumplir las tolerancias constructivas dadas en la Tabla D.4-2. El mortero de pega debe cumplir los requisitos de D.3.4.

D.10.8.5 – JUNTAS DE CONTROL - En el espacio confinado entre columnas no se permiten juntas de control. Si se requiriesen, estas deben localizarse entre columnas adyacentes diseñadas para tal propósito.

D.10.8.6 - VACIADO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO - Una vez dispuesto el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal de las columnas, se deben colocar los testeros laterales que constituyen la formaleta de las columnas, permitiendo que el concreto vaciado haga contacto con la superficie terminal del muro confinado, la cual debe estar libre de rebabas y de materiales que restrinjan la adherencia entre el concreto y la mampostería. El refuerzo vertical de la columna debe sobresalir de la superficie de enrase la cantidad necesaria para realizar los empalmes por traslapo con la columna superior si la hubiese; el remate del refuerzo vertical se debe anclar en la cara superior de la viga de confinamiento, utilizando ganchos a 90°.

D.10.8.5 - VIGAS DE CONFINAMIENTO - Una vez vaciadas las columnas de confinamiento, se debe proceder a realizar el vaciado de la losa o de las vigas de confinamiento que van directamente sobre los muros confinados y en contacto con éstos.

CAPITULO D.11
MUROS DIAFRAGMA

D.11.1 – GENERALIDADES

D.11.1.1 - ALCANCE - Se consideran como muros diafragma aquellos muros continuos desde la cimentación hasta el nivel superior de la edificación, rodeados completamente por vigas y columnas de una estructura de concreto reforzado y que al estar en contacto pleno con ella la rigidizan de manera similar al efecto de diagonales concéntricas dentro de un pórtico con diagonales. Para que un muro pueda ser considerado como diafragma, aparte de lo anterior, se limita su denominación a los muros sin aberturas ni juntas, de manera que el diafragma sea de un solo cuerpo.

D.11.1.2 - ANALISIS – En el análisis estructural de estructuras que contengan muros diafragma, debe emplearse un modelo matemático adecuadamente sustentado con evidencia experimental previa, que tome en cuenta apropiadamente la interacción de los muros diafragma con el pórtico de concreto reforzado que los rodea. En ningún caso el modelo matemático puede suponer que la diagonal equivalente que simule el efecto del muro diafragma lleve esfuerzos de tracción.

D.11.1.3 – UNIDADES DE MAMPOSTERIA - En la mampostería de muros diafragma se permite el empleo de unidades de mampostería de cualquier tipo que cumplan D.3.6 de estas normas.

D.11.1.4 – ESPESOR MINIMO, APAREJO Y MORTERO - Los requisitos establecidos en los Capítulo D.1 a D.5 de estas normas se consideran obligatorios en su totalidad. El espesor nominal mínimo del muro diafragma debe ser al menos de 120 mm. El aparejo debe ser trabado y el mortero de pega debe cumplir los requisitos de tipo M.

D.11.2 - USOS DE LA MAMPOSTERIA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.2.1 – LIMITACIONES AL USO - Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del Capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica. Cuando se realicen adiciones, modificaciones o remodelaciones del sistema estructural de edificaciones existentes que contengan muros diafragmas, la verificación y el diseño de estos elementos puede realizarse de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo.

D.11.2.2 – VALORES DE R_0 A EMPLEAR – El valor del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía, R_0, a emplear en el diseño y verificación sismo resistente de edificaciones que contengan muros diafragma como parte del sistema de resistencia sísmica, en ningún caso puede ser mayor de 2.0 (R_0 £ 2.0).

D.11.2.3 – METODOLOGIA DE DISEÑO – Los muros diafragma deben diseñarse empleando el método del estado límite de resistencia descrito en B.2.4, y se deben emplear las combinaciones de carga dadas allí.

D.11.3 – REFUERZOS

D.11.3.1 - La cantidad mínima de refuerzo interior, su disposición y su detallado debe corresponder al tipo de mampostería utilizado en el muro diafragma y a los requisitos de diseño y resistencia derivados de su función estructural.

D.11.4 - REQUISITOS DE DISEÑO PARA MAMPOSTERIA DE MUROS DIAFRAGMA

D.11.4.1 – COMPROBACIONES MINIMAS - Los muros diafragma deben diseñarse para resistir los esfuerzos derivados de su interacción con los pórticos estructurales que restringen. Las condiciones de falla deben establecerse en valores de resistencia para los efectos más desfavorables sobre el muro entre los siguientes:

(a) Falla de cortante por tracción diagonal, de acuerdo a lo indicado en D.11.4.2.

(b) Falla por aplastamiento diagonal, tomando para el efecto un área efectiva máxima de compresión igual a la quinta parte de la dimensión diagonal del muro multiplicada por su espesor efectivo, para lo cual se deben emplear los requisitos establecidos en el Capítulo D.5. El valor de la altura efectiva para efectos de pandeo, **h'**, debe ser igual a la dimensión diagonal del muro.

D.11.4.2 – CORTANTE MAXIMO - El muro diafragma puede tomar un cortante máximo que no debe exceder el siguiente valor:

$$V_u \text{ £ } 0.50 v_m A_m \qquad \textbf{(D.11-1)}$$

donde:

V_u = cortante horizontal solicitado al muro diafragma en N

v_m = resistencia al cortante de la mampostería definida en la tabla D.11-1, en MPa

A_m = área neta horizontal de la mampostería del diafragma (mm²)

En la definición del valor de v_m en estructuras existentes, no se pueden emplear valores mayores a los dados en la tabla D.11-1, a menos que se realicen ensayos experimentales, en una cantidad representativa estadísticamente, para definir un valor apropiado.

Tabla D.11-1
Valores máximos para v_m en muros diafragma (MPa)

Unidades de mampostería	Valores de v_m
• Unidades macizas de concreto o arcilla	0.35
• Unidades de perforación vertical de concreto o arcilla	0.25
• Unidades de perforación horizontal de arcilla	0.15

D.11.4.3 – COLUMNAS Y VIGAS DEL PORTICO ARRIOSTRADO - Las vigas y las columnas del pórtico arriostrado por medio de los muros diafragma deben ser capaces de resistir las condiciones mas desfavorables establecidas en la interacción con los muros diafragma. La fuerza cortante de diseño en cada miembro no puede ser menor a la cuarta parte de la fuerza cortante establecida para el muro en la ecuación D.11-1, resistida en una zona igual al 25% de la longitud del miembro.

D.11.4.4 – OTROS REQUISITOS – El sistema estructural, en general, debe cumplir los requisitos indicados en el título A de estas normas. Además los pórticos de concreto reforzado deben cumplir los requisitos del título C de estas normas. En la ausencia del cumplimiento de algunos requisitos del Título C, se deben aplicar las prescripciones del Capítulo A.10 del Reglamento.

D.11.4.5 - CONSTRUCCION - Los muros diafragma pueden construirse de manera previa, simultánea o posterior a los pórticos que los rodean. En la construcción previa o simultánea debe garantizarse que haya contacto pleno entre el muro y los elementos del pórtico, sin espacios que separen los entornos. En la construcción posterior, los bordes del muro deben llenarse con mortero apropiado, de manera que se garantice el contacto plano entre el pórtico y el muro diafragma.

APENDICE D-1
DISEÑO DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL POR EL METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.0 - NOMENCLATURA

A_e = área efectiva de la sección transversal del elemento, mm².
A_{st} = área del refuerzo longitudinal del elemento, mm².
A_v = área del refuerzo a cortante, mm².
b = ancho efectivo de una sección rectangular, mm.
b_w = ancho del alma del elemento, mm.
d = altura efectiva de la sección del elemento, mm.
E = efectos sísmicos reducidos.
F_a = esfuerzo admisible de compresión debido a carga axial, MPa.
F_b = esfuerzo admisible de compresión debido a flexión, MPa.
F_s = esfuerzo admisible en el refuerzo, MPa., o fuerzas sísmicas.
F_t = esfuerzo admisible de tracción debida a flexión, MPa.
F_v = esfuerzo admisible de cortante, MPa.
f_a = esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva, MPa.
f_b = esfuerzo de compresión causado por la flexión calculado con el área efectiva, MPa.
f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
f_v = esfuerzo cortante solicitado, MPa.
f_y = esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo, MPa.
h' = altura efectiva del muro o columna, mm.
j = factor del brazo de palanca tracción-compresión, adimensional.
M = momento flector que actúa sobre la sección debida a la carga de servicio.
P_a = fuerza axial de compresión admisible, N.
R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.
R_e = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
s = espaciamiento del refuerzo transversal en medida paralela al eje del elemento, mm.
t = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
V = fuerza de cortante bajo cargas de servicio, N.

D-1.1 - ALCANCE

D-1.1.1 – Se permite diseñar la mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo, descrito en B.2.3, como un procedimiento alterno a los procedimientos de diseño presentados en el Capítulo D.5.

D-1.1.2 – Se permite el diseño de estructuras de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo descrito en B.2.3.

D-1.2. – PRINCIPIOS GENERALES

D-1.2.1 – Puede despreciarse la resistencia a tracción en la mampostería para esfuerzos inducidos por cargas axiales de tracción y por efectos de flexión paralela o perpendicular al plano del muro.

D-1.2.2 - Para efectos de la aplicación del presente Apéndice se puede considerar una distribución lineal entre esfuerzos y deformaciones, con los materiales trabajando en el rango elástico.

D-1.2.3 - Los esfuerzos permisibles para el diseño se deben basar en el valor seleccionado para f'_m de acuerdo a D.3.7.

D-1.2.4 – El diseño estructural de la mampostería debe cumplir los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, así como las características mecánicas del material.

D-1.2.5 – Se pueden emplear para el diseño por la metodología presentada en este Apéndice, los módulos de elasticidad y de cortante prescritos en D.5.2.

D-1.3 – CARGAS

D-1.3.1 - Las estructuras de mampostería deben diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en el Título B de este Reglamento. Así mismo en la evaluación de los esfuerzos de diseño, se deben tener en cuenta los efectos de las cargas sobre los desplazamientos.

D-1.3.2 - Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos de B.2.3 del Reglamento. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación allí. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas de diseño $\mathbf{F_S}$, determinadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}$ ($\mathbf{E = F_S / R}$).

D-1.3.3 - Además de las combinaciones de cargas verticales y horizontales especificadas, se debe capacitar la estructura y sus partes para atender los efectos causados por contracción, expansión, flujo plástico, asentamientos previstos y condiciones ambientales de funcionamiento.

D-1.3.4 - Cuando en la evaluación de los esfuerzos se hayan incluido las cargas transitorias laterales de viento ó sismo, los esfuerzos permisibles se pueden incrementar siguiendo lo indicado en B.2.3.4.

D-1.4 – CARACTERISTICAS DIMENSIONALES EFECTIVAS

D-1.5.1 – Deben cumplirse la totalidad de los requisitos de la sección D.5.4 en el diseño de mampostería por el método de los esfuerzos de trabajo.

D-1.5 - DISEÑO POR EL METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES

D-1.5.1 - GENERALIDADES - Los esfuerzos máximos calculados en los elementos de estructuras de mampostería bajo cargas de servicio, no deben exceder los valores establecidos en esta sección, utilizando las características dimensionales y en los materiales especificados.

D-1.5.2 - ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESION AXIAL - Los esfuerzos admisibles de compresión axial ($\mathbf{F_a}$) no deben exceder los valores siguientes:

Muros de mampostería

$$\mathbf{F_a = 0.20\, f'_m\, R_e} \qquad \textbf{(D-1-1)}$$

Columnas de mampostería:

No reforzadas

$$\mathbf{F_a = 0.20\, f'_m R_e} \qquad \textbf{(D-1-2)}$$

Reforzadas

$$\mathbf{F_a = P_a / A_e} \qquad \textbf{(D-1-3)}$$

donde:

$$\mathbf{P_a = \left(0.20 f'_m \left(A_e - A_{st}\right) + 0.65 A_{st} F_s\right) R_e} \qquad \textbf{(D-1-4)}$$

$$R_e = 1 - \left(h'/40t\right)^3 \qquad \textbf{(D-1-5)}$$

D-1.5.3 - ESFUERZOS ADMISIBLES PARA COMPRESION POR FLEXION - El valor para el esfuerzo máximo admisible de trabajo para compresión por flexión (F_b) se debe tomar como $0.33f'_m$, pero no puede ser mayor que 14 MPa.

$$F_b = 0.33\, f'_m \leq 14 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-6)}$$

D-1.5.4 - ESFUERZOS ADMISIBLES PARA TRACCION POR FLEXION EN LA MAMPOSTERIA NO REFORZADA - La tracción desarrollada en las juntas de mortero por flexión en muros con aparejo trabado, no puede exceder los valores indicados en la tabla D-1.2. Cuando el mortero contenga cemento de mampostería, dichos valores deben reducirse en un 50%.

D-1.5.4.1 - No se permite suponer resistencia a la tracción en las juntas, para esfuerzos producidos por cargas axiales de tracción (no producidos por efectos de flexión).

D-1.5.4.2 - Los valores prescritos en la presente sección no son aplicables a elementos sin carga axial, como vigas y dinteles.

Tabla D-1.2
Esfuerzos admisibles para tracción por flexión en muros con aparejo trabado F_t (MPa)

	UNIDADES HUECAS		UNIDADES MACIZAS O RELLENAS	
	Mortero M ó S	Mortero N	Mortero M ó S	Mortero N
Tracción perpendicular a la junta horizontal	0.15	0.10	0.25	0.19
Tracción perpendicular a la junta vertical	0.30	0.22	0.50	0.37

Nota – Estos valores deben reducirse en un 50% cuando el mortero contenga cemento de mampostería

D-1.5.5 - ESFUERZOS COMBINADOS - ECUACION FUNDAMENTAL - Cuando se combinen esfuerzos de compresión por carga axial y por flexión, se debe utilizar un procedimiento apropiado basado en los principios de la mecánica de sólidos. En su defecto se pueden verificar los esfuerzos por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \qquad \textbf{(D-1-7)}$$

D-1.5.6 - ESFUERZOS ADMISIBLES DE CORTANTE PARA VIGAS - Para el método de esfuerzos admisibles en el cálculo de cortante en elementos a flexión (vigas), se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \qquad \textbf{(D-1-8)}$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I, se debe reemplazar b por b_w.

Esfuerzo cortante admisible para elementos sin refuerzo para cortante

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.35 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-9*)}$$

Si se exceden los valores especificados, el refuerzo debe tomar todo el cortante y se debe espaciar a distancias no mayores que $d/2$. En este caso no se debe exceder el siguiente límite:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{4} \leq 1.1 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-10*)}$$

D-1.5.7 – ESFUERZOS ADMISIBLES PARA CORTANTE EN MUROS – Para el método de esfuerzos admisibles, en el cálculo del cortante en muros de mampostería, se deben emplear los siguientes valores:

Esfuerzo cortante solicitado:

$$f_v = \frac{V}{bjd} \qquad \textbf{(D-1-11)}$$

En donde j se puede tomar como 0.8 en caso de no realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para miembros con secciones en T o I, se debe reemplazar b por b_w.

(a) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería no reforzada:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-12*)}$$

El esfuerzo admisible F_v puede ser incrementado en $0.2f_{am}$, donde f_{am} es el esfuerzo de compresión debido a carga muerta solamente.

(b) Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería con refuerzo:

La mampostería toma todo el cortante

$$\frac{M}{Vd} < 1.0 \qquad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq \left(0.6 - 0.3\frac{M}{Vd}\right) \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-13*)}$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \qquad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.25 \qquad \textbf{(D-1-14*)}$$

El refuerzo toma todo el cortante

$$\frac{M}{Vd} < 1.0 \qquad F_v = \left(4 - \frac{M}{Vd}\right)\frac{\sqrt{f'_m}}{24} \leq \left(0.84 - 0.3\frac{M}{Vd}\right) \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-15*)}$$

$$\frac{M}{Vd} \geq 1.0 \qquad F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{8} \leq 0.5 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-16*)}$$

D-1.5.8 - La cantidad de refuerzo transversal requerido se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{f_v\, b_w\, s}{F_s} \qquad \textbf{(D-1-17)}$$

Donde s es el espaciamiento del refuerzo al corte, el cual no debe exceder 1.20 m ni $d/2$, b_w es el ancho efectivo del alma de la sección, F_s es el esfuerzo admisible en el refuerzo a cortante en MPa, f_v es el esfuerzo cortante de diseño en MPa y A_v es el área del refuerzo a cortante en mm².

D-1.5.8.1 - El refuerzo transversal de cortante debe colocarse en piezas especiales tipo viga, ubicadas máximo cada 1.20 m. y a distancias no mayores a $d/2$. Dentro del área de refuerzo transversal de cortante no debe incluirse el refuerzo colocados en las juntas de mortero de la mampostería, el cual solo cumple funciones de disminución de la fisuración.

D-1.5.9 - SECCION CRITICA PARA CORTANTE - La sección crítica de diseño a cortante debe localizarse teniendo en cuenta las condiciones de apoyo, aplicación de cargas y las condiciones particulares de funcionamiento del elemento.

D-1.5.10 - ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL REFUERZO - Se tomarán los siguientes valores para los esfuerzos máximos en el refuerzo (F_s):

(a) Esfuerzos de tracción, por flexión o por cortante

Barras corrugadas

$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-18)}$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-19)}$$

Alambres

$$F_s = 0.5f_y \leq 210 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-20)}$$

(b) Esfuerzos de compresión

En columnas

$$F_s = 0.4f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-21)}$$

En elementos sometidos a flexión, la resistencia del acero de refuerzo a la compresión debe despreciarse a menos que el refuerzo vertical sea provisto de refuerzo transversal como se indica en el artículo D.4.2.

Barras corrugadas

$$F_s = 0.5f_y \leq 170 \text{ MPa} \qquad \textbf{(D-1-22)}$$

Barras lisas

$$F_s = 0.4f_y \leq 140 \text{ Mpa} \qquad \textbf{(D-1-23)}$$

►

APENDICE D-A
EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA SI Y EL mks DE LAS ECUACIONES NO HOMOGENEAS DEL PRESENTE TITULO

La ecuaciones que aparecen dentro del texto del presente Título del Reglamento con un asterisco, son ecuaciones no homogéneas. A continuación se da su equivalencia entre los dos sistemas de unidades:

Sistema SI ***esfuerzos en* Mpa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en* kgf/cm²**
1 Mpa	10 kgf/cm²

Ecuación	***Sistema SI*** ***esfuerzos en* MPa**	***Sistema mks*** ***esfuerzos en* kgf/cm²**
	$\sqrt{f'_m}$ en MPa	$3.193\sqrt{f'_m}$ en kgf/cm²
	$0.313\sqrt{f'_m}$ en MPa	$\sqrt{f'_m}$ en kgf/cm²
D.3-1	$R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right)f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75+3h}\right)f'_{cp} \le 0.8f'_{cu}$	$R_m = \left(\frac{2h}{7.5+3h}\right)f'_{cu} + \left(\frac{5k_p}{7.5+3h}\right)f'_{cp} \le 0.8f'_{cu}$
D.4-2	$\ell_{de} = \frac{1.8d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \ge 52d_b$	$\ell_{de} = \frac{0.05d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \ge 52d_b$
D.5-6	$E_r = 4\,000\sqrt{f'_{cr}} \ge 20\,000$	$E_r = 13\,000\sqrt{f'_{cr}} \ge 200\,000$
D.5-23	$v_m = \frac{\sqrt{f'_m}}{6}$	$v_m = 0.53\sqrt{f'_m}$
Tabla D.5-2	$V_m = 0.20\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$	$V_m = 0.64\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$
Tabla D.5-2	$V_m = \left[0.23 - 0.13\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m}$	$V_m = \left[0.73 - 0.41\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m}$
Tabla D.5-2	$V_m = 0.10\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$	$V_m = 0.32\,A_{mv}\sqrt{f'_m}$
Tabla D.5-3	$0.50\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge 2.7\,A_{mv}$	$1.6\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge 27\,A_{mv}$
Tabla D.5-3	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge \left[3.0 - 1.3\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}$	$\left[1.8 - 0.73\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge \left[30 - 13\left(\frac{M}{V\,d}\right)\right]A_{mv}$
Tabla D.5-3	$0.33\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge 1.7\,A_{mv}$	$1.0\,A_{mv}\sqrt{f'_m} \ge 17\,A_{mv}$
D.10-19	$V_n = \left(\frac{1}{12}\sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3\,A_e}\right)A_{mv} \le \frac{1}{6}\sqrt{f'_m}\,A_{mv}$	$V_n = \left(0.265\sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3\,A_e}\right)A_{mv} \le 0.53\sqrt{f'_m}\,A_{mv}$
D-1-9	$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \ge 0.35$	$F_v = 0.26\sqrt{f'_m} \ge 3.5$
D-1-10	$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{4} \ge 1.1$	$F_v = 0.80\sqrt{f'_m} \ge 10.5$
D-1-12	$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \ge 0.56$	$F_v = 0.08\sqrt{f'_m} \ge 5.6$
D-1-13	$F_v = \left[4 - \frac{M}{Vd}\right]\frac{\sqrt{f'_m}}{40} \ge \left[0.6 - 0.3\frac{M}{Vd}\right]$	$F_v = 0.08\left[4 - \frac{M}{Vd}\right]\sqrt{f'_m} \ge \left[5.6 - 3.1\frac{M}{Vd}\right]$
D-1-14	$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \ge 0.25$	$F_v = 0.26\sqrt{f'_m} \ge 2.5$
D-1-15	$F_v = \left[4 - \frac{M}{Vd}\right]\frac{\sqrt{f'_m}}{24} \ge \left[0.84 - 0.3\frac{M}{Vd}\right]$	$F_v = 0.13\left[4 - \frac{M}{Vd}\right]\sqrt{f'_m} \ge \left[8.4 - 3.1\frac{M}{Vd}\right]$
D-1-16	$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{8} \ge 0.5$	$F_v = 0.39\sqrt{f'_m} \ge 5.2$

TITULO E
CASAS DE UNO Y DOS PISOS

CAPITULO E.1
INTRODUCCION

E.1.1 – GENERALIDADES

E.1.1.1 - El presente título establece los requisitos para la construcción sismo resistente de viviendas de uno y dos pisos. Estos requisitos son de índole general y están dirigidos a todos los profesionales de la ingeniería y la arquitectura que trabajan en construcción de vivienda, así no sean especialistas en cálculo estructural. En este Título se pretende establecer las condiciones estructurales que permitan un funcionamiento adecuado de las viviendas de uno y dos pisos ante cargas laterales y verticales en las diferentes zonas de amenaza sísmica.

E.1.2 – ALCANCE

E.1.2.1 - En este título se dan los requisitos mínimos que se deben seguir en el diseño y construcción de viviendas de uno y dos pisos, realizadas en muros de mampostería, que pertenecen al grupo de uso I tal como lo define A.2.5.1.4 y dentro de las limitaciones establecidas en A.1.3.11, es decir, construcciones de uno y dos pisos que formen parte de programas de máximo 15 viviendas y menos de 3000 m² de área construida. No obstante, si se desea, puede llevarse a cabo el diseño siguiendo los requisitos del Título A y el Título D de estas normas.

E.1.2.2 - Las Casas de uno y dos pisos que se construyan en estructuras diferentes a los muros de mampostería ó que pertenezcan a los grupos de uso II, III y IV tal como los define A.2.5 de estas normas, las bodegas y similares, deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos A.1 a A.12 de estas normas.

E.1.2.3 - Las Casas de uno y dos niveles que se vayan a construir en suelos de condiciones especiales por alta compresibilidad, inestabilidad lateral o pendientes superiores al 30%, deben realizarse con intervención de profesionales calificados en el área de geotécnia y de diseño estructural, siguiendo los requisitos del Título A de estas normas, aún en el caso de que constituyan programas de quince o menos viviendas con menos de 3000 m² de área en conjunto.

E.1.3 - CRITERIOS BASICOS DE PLANEAMIENTO ESTRUCTURAL

El buen comportamiento sísmico de una edificación de uno y dos pisos depende, en gran parte, de que en su planeamiento estructural se sigan algunos criterios generales apropiados, entre los cuales los más relevantes se indican a continuación:

E.1.3.1 - SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA - El sistema de resistencia sísmica para las casas contempladas en este capítulo, debe garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y horizontales. Esto se logra por medio de los siguientes mecanismos:

(a) Un conjunto de muros estructurales, ya sean muros de carga o muros de rigidez, dispuestos de tal manera que provean suficiente resistencia ante los efectos sísmicos horizontales en las dos direcciones principales en planta, teniendo en cuenta sólo la rigidez longitudinal de cada muro. Los muros estructurales sirven para resistir las fuerzas laterales paralelas a su propio plano, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación. Los muros de carga soportan además de su propio peso, las cargas verticales debidas a la cubierta y a los entrepisos si los hay. Los muros de rigidez sólo atienden como carga vertical su propio peso.

(b) Un sistema de diafragmas que obligue al trabajo conjunto de los muros estructurales, mediante amarres que transmitan a cada muro la fuerza lateral que deba resistir. Los elementos de amarre para la acción de diafragma se deben ubicar dentro de la cubierta y los entrepisos.

(c) Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada muro. El sistema de cimentación debe tener una rigidez apropiada, de manera que se prevengan asentamientos diferenciales inconvenientes. El conjunto de cimientos debe constituir un diafragma.

E.1.3.2 - DISPOSICIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES - Debido a que los muros individualmente resisten principalmente las cargas laterales paralelas a su plano, es conveniente la colocación de muros en dos direcciones ortogonales en planta. La longitud de los muros en las dos direcciones debe ser aproximadamente igual. Debe tenerse especial cuidado cuando el entrepiso trabaja en una dirección, por la tendencia a colocar muros de carga en una sola dirección, caso en el cual es necesario utilizar un número suficiente de muros de rigidez en la dirección ortogonal.

E.1.3.3 - SIMETRÍA - Con el fin de evitar torsiones de toda la edificación, ésta debe tener una planta lo más simétrica posible. La edificación como un todo y los módulos que la conforman, deben ser simétricos con respecto a sus ejes. Cuando la planta asimétrica sea inevitable, la edificación debe dividirse en módulos independientes por medio de juntas, de tal manera que los módulos individuales sean simétricos. En lo posible se deben evitar los módulos largos y angostos en planta, con longitudes mayores a tres veces su ancho. También es conveniente que la localización de los vanos de puertas y ventanas sea lo más simétrica posible.

E.1.3.4 - CONTINUIDAD - Tanto la efectividad de los amarres en los diafragmas, como el trabajo de conjunto, se ve afectado por la continuidad vertical y horizontal de los muros estructurales.

E.1.3.4.1 - *Continuidad vertical* - Cada muro se considera estructural, si es continuo desde la cimentación hasta el diafragma superior conformado por la cubierta. A partir del diafragma en el que el muro pierda continuidad vertical en más de la mitad de su longitud horizontal, el muro dejar de considerarse estructural.

E.1.3.4.2 - *Continuidad horizontal* - Hay continuidad horizontal cuando los muros estructurales están alineados horizontalmente al menos conformando parejas. Cuando no exista alineamiento horizontal, el amarre del muro al nivel de los diafragmas debe llevarse hasta los amarres transversales adyacentes.

E.1.3.5 - DIMENSIONES MODULARES - La capacidad mecánica de los muros estructurales depende principalmente de la calidad de los materiales y de la mano de obra. El uso de piezas enteras permite mejorar la calidad de la obra, racionaliza el uso de los materiales y conserva la integridad de los elementos. Las dimensiones en longitud y elevación de los muros y vanos, deben tener coordinación modular con las piezas empleadas.

E.1.3.6 - ELEMENTOS DE AMARRE Y REFUERZO EN LOS MUROS - Este Título establece como muros estructurales los confinados vertical y horizontalmente con elementos de concreto reforzado. Las características de los muros estructurales se establecen en el Capítulo E.2 y las especificaciones de confinamiento se establecen en el Capítulo E.3.

E.1.3.7 - DIAFRAGMAS - Un diafragma es un sistema estructural que amarra los muros de la estructura de manera que actúan como un conjunto. El entrepiso y la cubierta pueden considerarse como diafragmas cuando cumplan una serie de requisitos que garanticen su efectividad. El diafragma, debido a la rigidez que tiene en su propio plano, distribuye las fuerzas sísmicas entre los diferentes muros, haciendo que el muro trabaje únicamente en su dirección longitudinal. Para que un diafragma sea efectivo debe ser suficientemente rígido y resistente y además debe estar adecuadamente amarrado a los elementos verticales que resisten las fuerzas. En aquellos casos en que no exista un diafragma, el diseño de los muros debe ser realizado por un especialista, de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.9 de este Reglamento, suponiendo que las fuerzas sísmicas que actúan en la dirección perpendicular al plano del muro se obtienen de multiplicar el coeficiente sísmico correspondiente por la carga vertical que transporta el muro. En este último caso el muro puede suponerse empotrado en la cimentación, teniendo la precaución de verificar la estabilidad del conjunto muro-cimiento.

E.1.3.8 - PESO DE LOS ELEMENTOS DE CONSTRUCCIÓN - Las fuerzas que genera el sismo son fuerzas inerciales y por lo tanto, mientras mayor sea la masa, mayor será la fuerza generada. Este aspecto es de especial importancia en las cubiertas, en las cuales deben evitarse elementos muy pesados como tanques para agua de 1 m^3 ó mas de capacidad

CAPITULO E.2
MUROS ESTRUCTURALES

E.2.1 – GENERALIDADES

E.2.1.1 – SEGUN SU FUNCION – Los muros de las casa de unos y dos pisos contempladas dentro del alcance de presente Título del Reglamento, se clasifican en dos grandes grupos:

E.2.1.1.1 – *Muros confinados estructurales* – Se consideran muros estructurales aquellos que además de soportar las cargas verticales, muertas y vivas, resisten las fuerzas horizontales causadas por el sismo, o el viento, de correspondientes a toda la edificación. Todos los muros estructurales deben ser muros de mampostería confinada. Los muros estructurales se dividen a su vez en:

(a) *Muros de carga* - Los muros que además de las fuerzas horizontales, soportan cargas verticales aferentes de entrepisos o de cubiertas

(b) *Muros de rigidez o transversales* - Los que sólo atienden su propio peso como carga vertical.

E.2.1.1.1 – *Muros no estructurales* – Son aquellos muros que cumplen la función de separar espacios dentro de la casa y que no soportan ninguna carga adicional a su peso propio.

E.2.1.2 – MUROS CONFINADOS - Sólo se consideran como muros estructurales, en un nivel determinado, aquellos que presentan continuidad vertical desde la cimentación hasta el diafragma superior del nivel considerado, que no tienen ningún tipo de aberturas, y que están confinados.

E.2.1.3 – AMARRE DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES - Los muros no estructurales, interiores o de fachada, debe amarrarse o trabarse con los muros perpendiculares a su plano y los diafragmas.

E.2.1.4 – PERDIDA DE SECCION - Cuando un muro estructural pierda en algún punto más del 50 por ciento de su sección debido a una bajante o a algún otro elemento perteneciente a las instalaciones interiores, debe considerarse que el muro se ha fraccionado en dos muros, los cuales deben analizarse y diseñarse como elementos independientes, confinando cada uno de ellos independientemente.

E.2.2 - UNIDADES DE MAMPOSTERIA

E.2.2.1 - Las unidades de mampostería que se utilicen en las casas de uno y dos pisos pueden ser de concreto, de arcilla cocida o de silical. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal ó macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en las normas NTC expedidas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, que se relacionan a continuación:

E.2.2.1.1 - *Unidades de concreto*

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical portante de concreto deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C90)

(b) Las unidades portantes de concreto macizas (tolete), deben cumplir con la norma NTC 4026 (ASTM C55)

(c) Las unidades de concreto de resistencia clase baja, deben cumplir con la norma NTC 4076 (ASTM C129)

E.2.2.1.2 - *Unidades de arcilla*

(a) Las unidades (bloque) de perforación vertical de arcilla deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C34)

(b) Las unidades de arcilla macizas (tolete) deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C62, C652)

(c) Las unidades de arcilla de resistencia clase baja, deben cumplir con la norma NTC 4205 (ASTM C56, C212, C216).

E.2.2.1.3 - *Unidades sílico-calcáreas* - Las unidades sílico-calcáreas deben cumplir con la norma NTC 922 (ASTM C73).

E.2.3 - MORTERO DE PEGA Y MORTERO DE INYECCION

E.2.3.1 - Los morteros de pega utilizados en construcciones de uno y dos pisos deben tener buena plasticidad y consistencia y deben garantizar la retención del agua mínima para la hidratación del cemento. Su función principal es la de adherir las unidades de mampostería y para ello se deben establecer dosificaciones apropiadas que garanticen su calidad. Su resistencia mínima a la compresión a los 28 días debe ser 7.5 MPa (75 kgf/cm^2), medida en cilindros de 75 mm de diámetro por 150 mm de altura. Su dosificación entre material cementante (cemento y cal) respecto a la arena cernida por malla No. 8, no puede ser inferior a 1:4 en volumen.

E.2.4 - ESPESOR DE MUROS

E.2.4.1 – DEBIDO A LA ALTURA LIBRE - Para muros estructurales la distancia libre vertical entre diafragmas no puede exceder 25 veces el espesor efectivo del muro. En el caso de cubiertas que constituyan diafragmas inclinados, la medida vertical puede tomarse como la distancia libre entre el diafragma inferior de entrepiso o de cimentación y la altura media del diafragma; y cuando haya vigas de amarre a la altura de dintel, la distancia vertical puede tomarse hasta este nivel, verificando tanto la distancia por debajo del dintel como la distancia hasta el punto más alto de la culata de remate, la cual debe tener una cinta de amarre en su remate.

E.2.4.2 – DEBIDO A LONGITUD LIBRE HORIZONTAL - Para los muros estructurales la distancia libre horizontal no puede exceder 35 veces el espesor efectivo del muro. Se debe tomar como distancia libre horizontal la existente entre columnas de amarre o entre muros transversales trabados con el muro bajo consideración.

E.2.4.3 - ESPESOR MÍNIMO DE MUROS DE CARGA CONFINADOS - En ningún caso, el espesor nominal de los muros estructurales de carga puede ser inferior al establecido en la tabla E.2-1. Estos espesores mínimos nominales pueden disminuirse solo cuando se realiza el diseño completo de la edificación de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.1 a A.12 y el Título D de este Reglamento.

E.2.4.4 - ESPESOR MÍNIMO DE CONFINADOS MUROS DE RIGIDEZ – La distancia libre horizontal o vertical, entre apoyos o amarres no puede exceder a 30 veces el espesor del muro. Para esta limitación debe considerarse verticalmente la distancia entre la cimentación y la losa de entrepiso o viga de amarre, o entre la cimentación y la losa de entrepiso y la viga de amarre de la cubierta, y horizontalmente la distancia entre columnas de amarre o muros de carga trabados. En ningún caso el muro puede tener un espesor menor de 100 mm.

Tabla E.2-1
Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (mm)

ZONA DE AMENAZA SISMICA	NUMERO DE NIVELES DE CONSTRUCCION		
	UN PISO	DOS PISOS	
		1° NIVEL	2° NIVEL
ALTA	110	110	100
INTERMEDIA	100	110	95
BAJA	95	110	95

Nota: Para estos espesores mínimos nominales no se deben tener en cuenta los pañetes y acabados

E.2.5 - LONGITUD DE MUROS CONFINADOS

E.2.5.1 - GENERAL - Para poder garantizar que la edificación tenga capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, debe proveerse una longitud mínima de muros confinados en cada una de las direcciones principales en planta. Los muros confinados pueden ser muros de carga o muros transversales de rigidez.

E.2.5.2 - LOCALIZACION - Para poder garantizar que el comportamiento individual y de conjunto sea adecuado, los muros confinados deben ubicarse buscando la mejor simetría y la mayor rigidez torsional de la edificación. Esto se logra disponiendo muros confinados simétricos lo más cerca posible a la periferia.

E.2.5.3 – CANTIDAD DE MUROS EN CADA DIRECCION - Para proveer un reparto uniforme de la responsabilidad de resistir las fuerzas sísmicas en el rango inelástico, los muros confinados que se dispongan en cada una de las direcciones principales deben tener longitudes similares. Las longitudes de aquellos muros confinados que estén en un mismo plano vertical, no deben sumar más de la mitad de la longitud total de muros confinados en esa dirección.

E.2.5.4 – LONGITUD MINIMA DE MUROS CONFINADOS - La longitud de muros confinados requerida en cada una de las direcciones principales de la edificación, en metros, no puede ser menor la que se obtiene por medio de la ecuación E.2-1

$$L_{min} = \frac{M_o A_p}{t} \qquad \textbf{(E.2-1)}$$

donde:

L_{min} = longitud mínima de muros estructurales en cada dirección (m)

M_o = coeficiente que se lee en la tabla E.2-2

t = espesor efectivo de muros estructurales en el nivel considerado (mm)

A_p = se considera en m^2 como sigue:

- **(a)** Igual al área de la cubierta en construcciones de un piso con cubierta en losa de concreto.
- **(b)** Igual al área de cubierta para muros del segundo nivel en construcciones de dos pisos, cuando la cubierta es una losa de concreto.
- **(c)** Igual al área de cubierta más el área de entrepiso para muros de primer nivel en construcciones de dos pisos con cubierta consistente en una losa de concreto.
- **(d)** Cuando se emplee una cubierta liviana, los valores del área determinados para cubiertas de losa de concreto según (a), (b), o (c), pueden multiplicarse por $2/3$.

Tabla E.2-2
Coeficiente M_o para longitud mínima de muros estructurales confinados *

Zona de Amenaza Sísmica	Valores A_a	Valores M_o
ALTA	0.40	33.0
	0.35	30.0
	0.30	25.0
	0.25	21.0
INTERMEDIA	0.20	17.0
	0.15	13.0
BAJA	0.10	8.0
	0.05	4.0

(*) Los valores de A_a dependen de la zona sísmica en donde se construye el proyecto. Para ello consultar el mapa A.2-2 y el Apéndice A-3

E.2.5.5 – MUROS QUE SE TIENEN EN CUENTA PARA CUMPLIR LA LONGITUD MINIMA - Para efectos de contabilizar la longitud de muros confinados en cada dirección principal, sólo deben tenerse en cuenta aquellos muros que están confinados, que son continuos desde la cimentación hasta la cubierta, y que no tienen ninguna abertura entre columnas de confinamiento.

CAPITULO E.3
ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

E.3.1 – GENERALIDADES

E.3.1.1 – En las edificaciones de uno y dos pisos que se construyan siguiendo los requisitos del presente Título del Reglamento los muros estructurales son muros de mampostería confinada. Deben seguirse las disposiciones establecidas en este capítulo para los elementos de confinamiento (columnas, vigas y cintas), las cuales corresponden a un procedimiento de diseño empírico. En caso de que se deseen realizar variaciones con respecto a lo requerido aquí, la totalidad del diseño debe realizarse de acuerdo con el Título D del Reglamento.

E.3.2 – MATERIALES

E.3.2.1 - ESPECIFICACIONES MÍNIMAS - Las siguientes son las especificaciones mínimas establecidas para los materiales utilizables en la construcción de los elementos de confinamiento:

(a) ***Concreto*** - El concreto debe tener una resistencia a la compresión a los 28 días, f'_c, igual o superior a 17.5 MPa.

(b) ***Acero de refuerzo*** - El acero de refuerzo longitudinal puede ser liso o corrugado. En ningún caso, el acero de refuerzo puede tener un límite de fluencia, f_y, inferior a 240 MPa.

E.3.3 - COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

E.3.3.1 –GENERAL - En general, las columnas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. Las columnas de confinamiento deben anclarse a la cimentación, pudiendo utilizarse empalmes por traslapo en la base de la columna, y deben rematarse anclando el refuerzo en la viga de amarre superior. Cuando una columna tenga dos niveles, se puede realizar un empalme por traslapo en cada nivel. Las columnas de confinamiento se deben vaciar con posterioridad al alzado de los muros estructurales y directamente contra ellos.

E.3.3.2 - DIMENSIONES - La sección transversal de las columnas de amarre debe tener un área no inferior a 20 000 mm² (200 cm^2), con espesor igual al del muro que confina.

E.3.3.3 - UBICACIÓN - Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales seleccionados, en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

E.3.3.4 - REFUERZO MÍNIMO - El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó 3 barras Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm).

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 200 mm. Los primeros seis estribos se deben espaciar a 100 mm en las zonas adyacentes a los elementos horizontales de amarre.

E.3.4 - VIGAS DE CONFINAMIENTO

E.3.4.1 - En general, las vigas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. El refuerzo de las vigas de confinamiento debe anclarse en los extremos terminales con ganchos de 90°. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan.

E.3.4.2 - DIMENSIONES - El ancho mínimo de las vigas de amarre debe ser igual al espesor del muro. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior a 15 000 mm² (150 cm^2).

E.3.4.3 - UBICACION - Deben disponerse vigas de amarre formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse amarres en los siguientes sitios:

(a) A nivel de cimentación - El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.

(b) A nivel del sistema de entrepiso en casas de dos niveles - Las vigas de amarre pueden ir embebidas en la losa de entrepiso. En caso de utilizarse una losa maciza de espesor superior o igual a 75 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa.

(c) A nivel del enrase de cubierta - Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma.

- Vigas horizontales a nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
- Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas. En este caso, se debe verificar, de acuerdo con E.2.4.1, la necesidad o no de amarre a nivel de dinteles.

E.3.4.4 - REFUERZO MINIMO - El refuerzo mínimo de las vigas de amarre debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - El refuerzo longitudinal de las vigas de amarre se debe disponer de manera simétrica respecto a los ejes de la sección, mínimo en dos filas. El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dispuestos en rectángulo para anchos de viga superior o igual a 110 mm. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) con límite de fluencia, $\mathbf{f_y}$, no inferior a 420 MPa.

(b) ***Refuerzo transversal*** - Considerando como luz el espacio comprendido entre columnas de amarre ubicadas en el eje de la viga, o entre muros estructurales transversales al eje de la viga, se deben utilizar estribos de barra Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm en los primeros 500 mm de cada extremo de la luz y espaciados a 200 mm en el resto de la luz.

E.3.4.4.1 - Cuando una viga de amarre cumpla funciones adicionales a las aquí indicadas, como servicio de dintel o de apoyo para losa, ésta debe diseñarse de acuerdo a los requisitos del Título C de estas normas, adicionando a la armadura requerida por las cargas la aquí exigida para la función de amarre.

E.3.5 - CINTAS DE AMARRE

E.3.5.1 - Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente con mínimo dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 7.5 MPa.

E.3.5.2 – Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales.

CAPITULO E.4
LOSAS DE ENTREPISO, CUBIERTAS, MUROS DIVISORIOS Y PARAPETOS

E.4.1 - LOSAS DE ENTREPISO

E.4.1.1 - GENERAL - El entrepiso debe diseñarse para las cargas verticales establecidas en el Título B de estas normas. Debe poseer suficiente rigidez en su propio plano para garantizar su trabajo como diafragma. Cuando el sistema de entrepiso utilizado no garantice el trabajo de diafragma, no se puede utilizar el presente Título para el diseño de la edificación.

E.4.1.2 - REQUISITOS - Los sistemas de entrepiso que trabajan como diafragma deben estar construidos monolíticamente. Se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Las losas de entrepiso en concreto reforzado deben cumplir lo dispuesto en el Título C de estas normas.

(b) Los esfuerzos de contacto por las cargas concentradas de dinteles, vigas o elementos de placa, no pueden exceder el 40 % de la resistencia bruta especificada para las unidades de mampostería.

(c) Cuando se utilicen placas prefabricadas el espesor real mínimo del muro debe ser de 120 mm y el apoyo de la placa no puede ser inferior a 20 mm. Para considerarla como diafragma se debe utilizar un recubrimiento con espesor mínimo 25 mm con resistencia a la compresión al menos de 7.5 MPa a los 28 días y reforzado al menos en la dirección transversal a la de carga. Los elementos de la losa deben apuntalarse provisionalmente hasta que se garantice el trabajo de conjunto de losa y de muro.

E.4.2 – CUBIERTAS

E.4.2.1 - GENERAL - Los elementos portantes de cubierta, de cualquier material, deben conformar un conjunto estable para cargas laterales. Por lo tanto, se deben disponer sistemas de anclaje en los apoyos y suficientes elementos de arriostramiento como tirantes, contravientos, riostras, etc. que garanticen la estabilidad del conjunto.

E.4.2.2 – SOLERAS - Las correas o los elementos que transmitan las cargas de cubierta a los muros estructurales de carga, deben diseñarse para que puedan transferir las cargas tanto verticales como horizontales y deben anclarse en la solera que sirve de amarre al muro confinado (viga o cinta de amarre).

E.4.2.3 – CUBIERTAS EN CONCRETO - Cuando la cubierta sea construida en concreto reforzado debe cumplir los requisitos de E.4.1. Deben tomarse precauciones para evitar que la exposición directa a la radiación solar produzca expansiones y contracciones que lesionen la integridad de los muros estructurales.

E.4.3 - MUROS DIVISORIOS

E.4.3.1 - GENERAL - Los muros divisorios sólo cumplen la función de separar espacios dentro de la edificación y por lo tanto no se consideran estructurales. Deben ser capaces de resistir las fuerzas que el sismo les impone bajo su propio peso. Los muros divisorios de mampostería deben estar adheridos a la estructura general de la edificación mediante mortero de pega en los bordes de contacto con los diafragmas superior e inferior y con los muros estructurales adyacentes. Deben tomarse todas las precauciones para evitar que, ante la ocurrencia de un sismo, estos muros divisorios se vuelquen, especialmente cuando no son de altura total y no lleguen al diafragma estructural en su parte superior. Cuando el muro divisorio consista en un solo paño aislado, debe anclarse al diafragma superior por medio de refuerzos resistentes a tracción, que impidan su vuelco. Los elementos divisorios en materiales más flexibles (madera, canceles, cartón y yeso, plástico, etc.) se deben anclar a la estructura principal.

E.4.4 – PARAPETOS Y ANTEPECHOS

E.4.4.1 - GENERAL - Los parapetos actúan como elementos en voladizo sometidos a una fuerza horizontal perpendicular a su propio plano.

E.4.4.1.1 - *Parapetos* - Todo tipo de parapeto de altura igual o inferior a 1.5 m se debe anclar al diafragma inmediatamente inferior mediante una cinta de remate y columnas de amarre ubicadas a distancias no

mayores de 3 m, teniendo siempre una columna de amarre en cada extremo. Los parapetos de alturas mayores a la indicada deben diseñarse siguiendo las prescripciones del Título D de estas normas.

E.4.4.1.2 - *Antepechos* - Los antepechos de mampostería para balcones se deben anclar al diafragma inferior mediante una cinta de remate y columnas ubicadas en las esquinas, en los extremos y a distancias intermedias no mayores de 1.5 m.

■

CAPITULO E.5
CIMENTACIONES

E.5.1 – GENERALIDADES

E.5.1.1 - SISTEMA DE CIMENTACION - El sistema de cimentación contemplado en este capítulo está compuesto por una malla de cimientos que configuran anillos rectangulares en planta, una loseta de piso y los elementos especiales de transferencia de carga al suelo de cimentación, si los hubiere. En conjunto, debe garantizarse que el sistema de cimentación es capaz de transferir al suelo las cargas verticales y laterales especificadas para la construcción, dentro de los límites de deformaciones totales y diferenciales aceptados para las casas de mampostería estructural.

E.5.1.2 - CONFIGURACION EN PLANTA - Los elementos de la malla de cimentación, ciclópeo más viga de corona ó concreto reforzado, deben configurar anillos rectangulares continuos en toda la planta de la edificación, con dimensiones interiores no mayores de 4.0 m. La intersección de los elementos de cimentación debe ser monolítica y los refuerzos deben anclarse con ganchos estándar de 90° en la cara exterior del elemento transversal terminal. Los elementos que no rematen en cimientos transversales estructurales por ser discontinuos, no deben considerarse como parte de la malla de cimentación. Todo muro estructural de carga ó de rigidez se debe apoyar y anclar a un elemento estructural integrante de la malla de cimentación.

E.5.1.3 – ESTUDIO GEOTECNICO - Las disposiciones y los aspectos complementarios establecidos en este Capítulo, son aplicables sin necesidad de cumplir lo establecido en el Título H de estas normas, con la excepción de suelos que presenten inestabilidad lateral, pendientes superiores al 30%, compresibilidad excesiva o expansibilidad de intermedia a alta ó colapsibilidad. En estos casos debe realizarse un estudio geotécnico que cumpla los requisitos del Título H del reglamento.

E.5.1.4 – INVESTIGACION MINIMA - Cuando para la obtención de la Licencia de Construcción no se exija Estudio de Suelos por parte de la entidad competente, se deben cumplir los siguientes requisitos mínimos:

- **(a)** Verificar el comportamiento de casas similares en las zonas aledañas constatando que no haya asentamientos diferenciales excesivos, agrietamientos, pérdida de verticalidad, deslizamientos, etc., que permita concluir que el comportamiento de las casas similares ha sido el adecuado.
- **(b)** Se debe realizar mínimo un apique por cada tres unidades construidas o por cada 300 m^2 de construcción, hasta una profundidad mínima de 2.0 m, en el que se constate la calidad razonable del suelo de cimentación.
- **(c)** Se deben retirar del área de cimentación los materiales inconvenientes para el apoyo directo y superficial de la cimentación, como son: descapote, escombros, materia orgánica, etc.
- **(d)** La capacidad portante del suelo para la cual se diseña la cimentación no debe ser superior a 0.05 MPa (5 $tonf/m^2$), a menos que por experiencia anterior se haya demostrado como aceptable el utilizar capacidades portantes mayores, en cuyo caso para obtener la licencia de construcción se debe relacionar esta experiencia ante la dependencia gubernamental encargada de expedirla.

E.5.2 - CIMIENTOS EN MALLAS DE CICLOPEO Y VIGAS DE CIMENTACION

E.5.2.1 - GENERAL - Los cimientos de concreto ciclópeo dispuestos en planta como se especifica en E.5.1.2, deben tener sección rectangular con una altura mínima de 200 mm y ancho que corresponda a las cargas del muro que soporta y a la capacidad portante del suelo, pero en ningún caso menor de 300 mm.

E.5.2.2 – ELEMENTOS TRANSVERSALES - Los cimientos excéntricos de concreto ciclópeo de medianería o de junta, deben tener cimientos perpendiculares que garanticen su estabilidad. Los elementos transversales no se deben espaciar a más de 3 m entre centros y la geometría de la sección debe ser igual a la de los cimientos centrales en su dirección.

E.5.2.3 – VIGA DE AMARRE - En los ejes de muros estructurales, deben coronarse el cimiento de concreto ciclópeo con una viga de amarre de espesor mayor o al menos igual al del muro que va a soportar.

E.5.2.4 - DIMENSIONES - La altura de esta viga de corona se debe determinar para que sea capaz de resistir en conjunto con el concreto ciclópeo, las discontinuidades que se presentan en los vanos de las puertas y ventanas, suponiendo una reacción uniforme del suelo en el cimiento. En ningún caso la altura de esta viga puede ser inferior a 200 mm.

E.5.2.5 - REFUERZO - La viga de corona debe tener al menos cuatro barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dos arriba y dos abajo y estribo de barra N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados cada 200 mm. En las esquinas deben evitarse los dobleces en ángulo recto de la armadura a mas de 50 mm de la cara exterior. La resistencia del acero no debe ser menor de 240 MPa. Puede usarse acero de mayor resistencia y el diámetro de las barras puede modificarse manteniendo constante el producto del área de la barra por su resistencia.

E.5.2.6 - ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO - El concreto especificado para las vigas de corona debe ser de resistencia no inferior a 17.5 MPa. En la elaboración del concreto ciclópeo puede utilizarse agregado pétreo con un tamaño máximo igual a la mitad del ancho de la sección de ciclópeo, pero no mayor que 250 mm. El concreto que conforma la matriz del ciclópeo debe ser de las mismas características del concreto de la viga de corona.

E.5.3 - CIMIENTOS EN MALLAS DE CONCRETO REFORZADO

E.5.3.1 - GENERAL - Los cimientos de concreto reforzado dispuestos en planta como se especifica en E.5.1.2 deben tener una sección rectangular con dimensiones no menores a las especificadas en la tabla E.5-1.

E.5.3.2 – CIMIENTOS EXCENTRICOS - Los cimientos excéntricos de concreto reforzado de medianería o de junta, deben tener cimientos perpendiculares que garanticen su estabilidad. Los elementos transversales no se deben espaciar a más de 4.0 m entre centros y su geometría y refuerzo deben ser iguales a los mínimos especificados para los cimientos centrales en su dirección.

Tabla E.5-1
Dimensiones mínimas de la sección para elementos de cimentación en concreto reforzado (mm)

CONDICION DE APOYO	CONSTRUCCIONES DE UN PISO		CONSTRUCCIONES DE DOS PISOS	
	ANCHO	ALTO	ANCHO	ALTO
SUELO NATURAL	250	200	300	300
PLATAFORMA DE SUELO MEJORADO (Cimientos formaleteados)	200	200	250	250

E.5.3.3 - REFUERZO MINIMO – Los elementos de los cimientos que constituyen la malla de cimentación deben tener el siguiente refuerzo mínimo, colocado simétricamente en la sección y repartido en dos caras:

(a) ***Refuerzo longitudinal:***
Construcciones de un piso: 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm)
Construcciones de dos pisos: 4 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm)

(b) ***Refuerzo transversal:***
Estribos cerrados del N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) espaciados a 200 mm.

E.5.3.3.1 – ***Resistencia del refuerzo*** - En el refuerzo el límite de fluencia, f_y, no debe ser inferior a 240 MPa para barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Para barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) el límite de fluencia debe ser superior o igual a 420 MPa.

E.5.4 - INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

E.5.4.1 - INSTALACIONES SOBREPUESTAS - Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse preferiblemente por encima de la malla estructural de cimentación, utilizando piezas de sobrecimiento entre la malla y el contrapiso y realizando una impermeabilización lateral y horizontal adecuada en mortero con impermeabilizante integral.

E.5.4.2 - INSTALACIONES EMPOTRADAS - Cuando se requiera atravesar con instalaciones hidrosanitarias los elementos de la malla estructural, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(c) El diámetro del tubo que atraviesa no debe ser mayor de 150 mm.

(d) El tubo se debe ubicar en el tercio central del elemento de concreto reforzado ó del elemento de ciclópeo.

(e) Las perforaciones en los elementos de cimentación no pueden tener alturas mayores de 150 mm ni longitudes mayores de 300 mm.

(f) La altura de los elementos perforados se debe incrementar en la dimensión vertical de la perforación si ésta excede el 50% de la altura original del elemento.

(g) En perforaciones de altura superior o longitud superior a 150 mm, se deben colocar dos estribos adicionales a cada lado de la perforación a 50 mm de la misma y espaciados a 100 mm uno de otro. No se requiere colocar refuerzo longitudinal adicional.

E.5.4.2.1 – *Perforaciones para instalaciones* - Se pueden perforar las vigas de corona ó en las mallas de concreto reforzado individualmente con tuberías de diámetro menor o igual a 60 mm sin requisitos especiales. Los cimientos en ciclópeo, por debajo de la viga de corona, se pueden perforar con tubos hasta de 100 mm de diámetro y en longitudes hasta de 300 mm, sin requisitos especiales.

E.5.4.3 - INSTALACIONES ENTERRADAS - Cuando las instalaciones hidrosanitarias se ubiquen por debajo de la malla de cimentación, la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre.

E.5.5 - CONTRAPISOS

E.5.5.1 - GENERAL - Cualquiera que sea el sistema de cimentación que se adopte, debe garantizarse que actúa como un diafragma. La malla de cimentación, la loseta de contrapiso, los elementos especiales y suplementarios de transferencia de cargas al suelo de cimentación, el relleno colocado entre los elementos de la malla y la interacción del sistema de cimentación con el suelo por fricción y por empujes pasivos y activos, configuran el diafragma a nivel de cimentación.

E.5.5.2 - MORTERO - La loseta de contrapiso que configura el acabado de piso, debe consistir en un mortero de acabado hecho con arena gruesa ó en un concreto de alistado hecho con agregado fino, de espesor no inferior a 30 mm. El refuerzo utilizado cumple únicamente los propósitos de atender la retracción de fraguado, para lo cual se pueden utilizar mallas de alambre, fibras incorporadas, lienzos especiales, anjeos, o elementos de similar o mejor funcionamiento.

E.5.5.3 - VACIADO - La ubicación de la loseta de contrapiso depende de la ubicación relativa de la malla de cimentación respecto del nivel de piso. En cualquier caso, la loseta de contrapiso se debe vaciar contra los muros estructurales, sobre un relleno compactado de material seleccionado (recebo).

E.5.6 - ESPECIFICACIONES ESPECIALES

E.5.6.1 - JUNTAS – El estudio geotécnico debe indicar la localización de las juntas en la cimentación. En ausencia de estudio geotécnico, las juntas entre casas deben hacerse a distancias no mayores de 30 m. La separación neta de la junta no debe ser inferior a 25 mm por cada piso de construcción.

E.5.6.2 - MUROS DIVISORIOS NO ESTRUCTURALES - Los muros divisorios no estructurales pueden apoyarse directamente sobre la loseta de piso, sin precauciones adicionales. Opcionalmente se pueden utilizar cintas de apoyo a nivel de la malla, como elementos secundarios, para cimentar los muros divisorios. En las intersecciones entre muros divisorios o entre éstos y los estructurales, debe evitarse la traba física y se deben emplear conectores flexibles cada 400 mm, del tipo malla de cernir No. 4, en dimensiones de 100 mm x 200 mm ó estribos en alambre de diámetro 4 mm de las dimensiones indicadas.

E.5.6.3 - SUELOS COMPRESIBLES - Cuando los suelos sean excesivamente compresibles, de capacidad inferior a la establecida en E.5.1.4 (d), se puede utilizar alguna de las propuestas de este capítulo, si previamente se ha realizado una plataforma de suelo mejorado, compactada mecánicamente mínimo en 3 capas de 100 mm a una densidad Proctor del 90%.

E.5.6.4 - CONSTRUCCIONES EN LADERA - Cuando los desniveles entre el suelo y el espacio de la vivienda exija sistemas de contención, éstos se deben diseñar atendiendo las disposiciones del Título H y disponiendo los elementos adicionales requeridos para resistir las cargas laterales allí especificadas.

E.5.6.4.1 - Para pendientes superiores al 20% debe garantizarse la estabilidad en la cimentación, empleando procedimientos tales como pilares en concreto ciclópeo de sección circular, dispuestos en las esquinas del borde inferior de ladera, a distancias no mayores de 5 m entre centros y anclados no menos de 1 m en el suelo natural. La esquina de la malla de cimentación correspondiente a cada pilar se debe anclar mediante 4 barras del N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) formando una canastilla de 150 mm x 150 mm que debe penetrar en el pilar al menos 500 mm y anclarse en los elementos de la malla de cimentación.

■

CAPITULO E.6
RECOMENDACIONES ADICIONALES DE CONSTRUCCION

E.6.1 – GENERALIDADES

E.6.1.1 - Por ser de carácter muy general las disposiciones establecidas en este Título y por no requerir supervisión técnica especial para las construcciones aquí establecidas, las actividades de construcción deben ser especialmente cuidadosas con objeto de que el funcionamiento previsto de la obra en eventos sísmicos sea apropiado. El grado de generalización involucrado no exime de las verificaciones de calidad en los materiales utilizados, del cumplimiento de las tolerancias establecidas a lo largo de estas normas, ni de los procedimientos de obra realizados al mejor nivel posible. A continuación se establecen, de manera simplificada y también general, los procedimientos de ejecución de la construcción.

E.6.2 – CIMENTACIONES

E.6.2.1 - PREPARACION DEL TERRENO - En esta fase se deben retirar los materiales no apropiados para soporte de la edificación como son escombros, material vegetal, suelo suelto, etc. Igualmente se deben realizar los drenajes interiores y laterales necesarios y se deben determinar los niveles necesarios de tuberías y de la malla de cimentación. Si fuere necesario, se deben ejecutar las plataformas de suelo mejorado, compactado en capas no mayores de 150 mm ni menores de 100 mm.

E.6.2.2 - ZANJAS - Se deben realizar de manera simultánea las zanjas requeridas para las instalaciones y para la malla de cimentación. Del fondo de las zanjas para los elementos estructurales se debe retirar el material suelto y se debe colocar un mortero pobre de limpieza de unos 40 mm de espesor. En caso de que la malla lleve concreto ciclópeo, en este momento se debe proceder a su vaciado.

E.6.2.3 - COLOCACION DE LAS ARMADURAS - Tanto los refuerzos longitudinales como los refuerzos transversales deben estar separados del suelo natural no menos de 50 mm en suelo seco, ni menos de 75 mm en suelo húmedo. Las tolerancias en recubrimientos y colocación de las armaduras con respecto a lo indicado en los planos debe ser de 10 mm. Una vez colocadas las armaduras de la cimentación, se deben fijar y anclar las armaduras de arranque de las columnas en los sitios indicados en los planos.

E.6.2.4 - COLOCACION DEL CONCRETO - El concreto de la malla de cimentación se debe colocar empezando por los ejes de los muros de carga y siguiendo con los ejes transversales en barrido continuo. La suspensión provisional del vaciado del concreto se debe hacer mediante juntas verticales en los ejes de los muros de rigidez (transversales a los de carga). Durante la compactación del concreto colocado debe evitarse cualquier modificación en la posición de las armaduras de arranque de las columnas.

E.6.3 - MUROS ESTRUCTURALES Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

E.6.3.1 - En la ejecución de los muros se debe utilizar el siguiente procedimiento.

(a) ***Hiladas de sobrecimiento*** - Se debe picar, limpiar y humedecer la parte superior del concreto ciclópeo donde se coloca el mortero de pega de la primera hilada. Este mortero debe contener un impermeabilizante integral. La primera hilada de sobrecimiento, o hilada madrina, debe ir rematada con mortero que también contenga impermeabilizante integral.

(b) ***Ejecución del muro*** - La construcción del muro se debe ejecutar siguiendo el patrón de colocación de las unidades, teniendo la precaución de dejar los espacios requeridos para las columnas de confinamiento. Al momento de la ejecución del muro, se deben colocar los conectores flexibles establecidos para las intersecciones con muros no estructurales.

E.6.3.2 - EJECUCION DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO - Una vez se haya dispuesto el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal de las columnas, se deben colocar los testeros laterales que constituyen la formaleta de las columnas, permitiendo que el concreto fundido haga contacto con la superficie terminal del muro confinado, la cual

debe estar libre de rebabas y de materiales que restrinjan la adherencia entre el concreto y la mampostería. El refuerzo vertical de la columna debe sobresalir de la superficie de enrase la cantidad necesaria para realizar los empalmes por traslapo con la columna superior si la hubiese; el remate del refuerzo vertical debe anclarse, llevándolo hasta la parte superior de la viga de confinamiento, utilizando ganchos de 90°. La parte superior del gancho debe quedar a distancia no mayor de 50 mm de la cara superior de la viga ó cinta de remate.

E.6.3.3 - EJECUCION DEL CONTRAPISO - Una vez vaciadas las columnas de confinamiento del primer piso se deben ejecutar los rellenos complementarios en recebo entre el suelo natural y la loseta de contrapiso. Sobre la superficie nivelada del recebo, se deben colocar las armaduras de la loseta, para proceder a vaciar el material de ésta, (concreto con agregado fino o mortero con arena gruesa), llevándola siempre hasta la cara de los muros estructurales y las columnas.

E.6.3.4 - EJECUCION DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES - En los sitios indicados en los planos, se debe construir la hilada madrina, con mortero colocado directamente sobre el contrapiso. Las conexiones requeridas para intersecciones se deben anclar en las correspondientes juntas de pega.

E.6.4 - LOSA DE ENTREPISO

E.6.4.1 – La colocación de los elementos prefabricados del entrepiso, si los hay, y de las formaletas, cimbras, testeros, etc. debe realizarse de acuerdo con los planos..

E.6.4.2 – Una vez se hayan colocado las armaduras de vigas, las conexiones mecánicas especiales, las armaduras de la losas, etc., se puede proceder al vaciado y compactación del concreto del entrepiso, sometiéndolo a un proceso de curado adecuado. Deben haber transcurrido por lo menos 24 horas entre el vaciado de las columnas de confinamiento y el vaciado de la losa de entrepiso.

E.6.4.3 - A partir de ejecución de la losa de entrepiso el proceso de ejecución del segundo nivel es idéntico al del primer nivel hasta la altura de dinteles.

E.6.5 - CULATAS, AMARRES Y CUBIERTAS

E.6.5.1 - En esta fase del proceso constructivo se deben ejecutar las vigas de amarre, las soleras, las culatas laterales (cuchillas) y los anclajes de cubierta. Las columnas se deben vaciar previamente hasta altura de dinteles dejando la longitud de refuerzo para empalmes ó con la longitud total del mismo hasta nivel de remate.

E.6.5.2 - Los remates de todo tipo de refuerzo longitudinal de columnas, vigas de amarre ó cintas, debe terminar en ganchos estándar a 90°, anclando cada refuerzo de un elemento, en el elemento que le sea transversal.

E.6.6 – COMPLEMENTOS

E.6.6.1 - Los aspectos de construcción aquí dispuestos, se pueden complementar con lo establecido en los Capítulos D.4 y D.10 de estas normas.

CAPITULO E.7
CASAS DE UNO Y DOS PISOS EN BAHAREQUE ENCEMENTADO

E.7.1 – INTRODUCCIÓN

E.7.1.1 - El presente capítulo contiene los requisitos mínimos necesarios para otorgar a las casas de bahareque encementado, con uno y dos pisos, un grado de sismorresistencia tal que minimice la posibilidad de que la construcción colapse durante eventos sísmicos fuertes de baja probabilidad de ocurrencia, que sufra daños estructurales mínimos durante eventos sísmicos moderados y que no sufra daños estructurales durante eventos sísmicos leves de alta probabilidad de ocurrencia.

E.7.1.2 - El presente documento no sustituye la intervención y la competencia profesional de los Ingenieros y Arquitectos, cuya responsabilidad y participación en el diseño y construcción de edificaciones se reglamenta en el Título VI de la Ley 400 de 1997.

E.7.2 – ALCANCE

E.7.2.1 - En este capítulo se dan los requisitos mínimos que se deben seguir en el diseño y construcción de viviendas de uno y dos pisos, realizadas en bahareque encementado, que pertenecen al grupo de uso I, tal como lo define A.2.5.1.4 y dentro de las limitaciones establecidas en A.1.3.11, es decir, construcciones de uno y dos pisos que formen parte de programas de máximo 15 viviendas y menos de 3000 m^2 de área construida.

E.7.2.2 - Para el diseño y construcción de programas de viviendas de uno y dos pisos con más de 15 unidades o más de 3000 m^2 de área construida, se requiere la realización de estudios completos de análisis y diseño estructural de acuerdo con el siguiente derrotero:

- **(a)** Estudios geotécnicos de acuerdo con el Título H
- **(b)** Cimentaciones en concreto de acuerdo con el Título C
- **(c)** Sobrecimentaciones en concreto de acuerdo con el Título C.
- **(d)** Sobrecimentaciones en mampostería de acuerdo con el Título D.
- **(e)** Análisis estructural de acuerdo con las previsiones de diseño sismo resistente del Título A, los requerimientos para cálculo de cargas del Título B, y los requisitos de análisis del Apéndice E-A
- **(f)** Diseño y construcción de entrepisos y cubiertas de madera, de acuerdo con los requisitos para diseño y construcción del Título G.
- **(g)** Diseño y construcción de los componentes en bahareque encementado, no reglamentados por lo anterior, se llevará a cabo con base en lo establecido en el presente capítulo.

E.7.2.3 - Las casas de uno y dos pisos que se vayan a construir en suelos de condiciones especiales por inestabilidad lateral, pendientes superiores al 30%, baja capacidad portante, baja densificación o compactación, o suelos expansivos, deben realizarse con intervención de profesionales calificados en el área de geotecnia y de diseño estructural, siguiendo los requisitos del Título A de estas normas, aún en el caso de que constituyan programas de quince o menos viviendas con menos de 3000 m^2 de área en conjunto.

E.7.3 – GENERALIDADES

E.7.3.1 – DEFINICIÓN - El bahareque encementado es un sistema estructural de muros que se basa en la fabricación de paredes construidas con un esqueleto de guadua, o guadua y madera, cubierto con un revoque de mortero de cemento aplicado sobre malla de alambre, clavada en esterilla de guadua que, a su vez, se clava sobre el esqueleto del muro.

E.7.3.2 – CONSTITUCIÓN - El bahareque encementado es un sistema constituido por dos partes principales: el entramado y el recubrimiento. Ambas partes se combinan para conformar un material compuesto.

E.7.3.2.1 – *Entramado* - El entramado está constituido por dos soleras o elementos horizontales, inferior y superior, y pie-derechos o elementos verticales, conectados entre sí con clavos o tornillos. El marco del entramado, es decir las soleras y los pie-derechos exteriores, pueden construirse con guadua o con madera aserrada. El resto del entramado se construye con guadua. Puede contener diagonales.

E.7.3.2.2 – *Recubrimiento* - El recubrimiento se fabrica con mortero de cemento aplicado sobre malla de alambre, tal como se especifica en E.7.4.5. La malla debe estar clavada sobre esterilla de guadua, o sobre un entablado.

E.7.4 – MATERIALES

E.7.4.1 – GUADUA

E.7.4.1.1 - El material predominante de este sistema constructivo es la guadua, cuya mejor calidad se consigue en plantas en estado maduro, es decir, mayores de 4 años. No puede utilizarse guadua con más del 20% de contenido de humedad ni por debajo del 10%. En todo caso, el contenido de humedad debe estar cercano a la humedad de equilibrio ambiental para madera, tal como se define en la Figura 2.3, del numeral "2.2.1. Influencia del secado sobre los Elementos de Madera", del Manual de diseño para maderas del Grupo Andino.

E.7.4.1.2 - La guadua debe inmunizarse para evitar el ataque de insectos xilófagos. El inmunizado no constituye protección contra otros efectos ambientales, de manera que la guadua no puede exponerse al sol ni al agua, en ninguna parte de la edificación, pues la acción de los rayos ultravioletas produce resecamiento, fisuración, decoloración y pérdida de brillo, y los cambios de humedad pueden causar pudrición.

E.7.4.2 - MADERA Y COMPLEMENTARIOS

E.7.4.2.1 - La calidad de la madera aserrada y de los elementos metálicos de unión deberá regirse por G.1.3 de estas normas.
E.7.4.2.2 - La clasificación mecánica de las maderas usadas en muros, entrepisos y cubiertas deberá corresponder, como mínimo, al grupo C, según G.1.3.4 de estas normas.

E.7.4.3 – MORTERO

E.7.4.3.1 - La calidad del mortero de cemento para el revoque de muros y para el relleno de cañutos se regirá por D.3.4. La clasificación mínima requerida será la correspondiente al mortero tipo N, con una proporción en volumen de máximo 4 partes de arena por una parte de cementante.

E.7.4.3.2 - Las calidades del cemento y de la cal, en caso de agregarse ésta, son las indicadas en el aparte D.3.2 de estas normas.

E.7.4.4 - CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

E.7.4.4.1 - Las calidades del concreto y de las armaduras para cimentaciones, de las vigas de amarre y de los elementos de confinamiento de mampostería, donde sean aplicables, se regirán por lo establecido en el Capítulo C.3.

E.7.4.5- MALLAS DE REFUERZO DEL REVOQUE

E.7.4.5.1 - Podrán usarse los siguientes tipos:

(a) Malla de alambre trenzado con diámetro máximo de 1,25 mm (BWG calibre 18), de abertura hexagonal no mayor a 25,4 mm.

(b) Malla de alambre electrosoldado con diámetro máximo de 1,25 mm (BWG calibre 18), de abertura cuadrada no mayor a 25,4 mm.

(c) Malla de revoque de lámina metálica expandida, sin vena estructural.

(d) Malla de revoque de lámina metálica expandida, con vena estructural.

E.7.4.5.2 - El uso de las mallas listadas en el numeral anterior no exime del uso de esterilla de guadua o entablado de madera, a menos que se demuestre, por medio de pruebas experimentales, que el comportamiento del material resultante es, cuando menos, equivalente al material con la esterilla o el entablado, al tenor de lo dispuesto en los artículos 13º y 14º de la Ley 400 de 1997.

E.7.5 - SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA

E.7.5.1 - Para garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y efectos horizontales, deben establecerse los siguientes mecanismos:

(a) Un conjunto de muros estructurales, ya sean muros de carga o muros de rigidez, dispuestos de tal manera que provean suficiente resistencia frente a las acciones gravitacionales y ante los efectos sísmicos horizontales en las dos direcciones principales en planta. Debe tenerse en cuenta sólo la rigidez en el propio plano de cada muro.

(b) Un sistema de diafragmas que obligue al trabajo conjunto de los muros estructurales, mediante amarres que transmitan a cada muro la fuerza lateral que deba resistir. Los elementos de amarre para la acción de diafragma se deben ubicar dentro de la cubierta y dentro del entrepiso.

(c) Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada muro. El sistema de cimentación debe ser adecuado, de manera que se prevengan asentamientos diferenciales inconvenientes. El conjunto de cimientos debe constituir un diafragma, para lo cual, las cimentaciones independientes deben estar amarradas entre sí y con el sistema general de cimientos.

E.7.6 - INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

E.7.6.1 - Tanto la efectividad de los amarres en los diafragmas como el trabajo en conjunto de muros dependen de la continuidad vertical y horizontal de los muros estructurales y de la regularidad de la estructura, tanto en planta como en altura. Por esta razón se debe tener en cuenta:

E.7.6.1.1 – *La Continuidad Vertical* – Para considerar un muro como muro estructural, éste debe estar anclado a la cimentación. Cada muro estructural debe ser continuo entre la cimentación y el diafragma inmediatamente superior, sea el entrepiso o la cubierta. En casas de dos pisos, los muros estructurales que continúen a través del entrepiso deben, a su vez, ser continuos hasta la cubierta para poder considerarse estructurales en el segundo nivel, siempre y cuando no se reduzca su longitud en más de la mitad de la longitud que posee en el primer nivel y siempre y cuando se cumpla en cada nivel con los requerimientos de E.7.14. Muros del segundo piso que no tengan continuidad hasta la cimentación no podrán considerarse como muros estructurales. Si un muro anclado a la cimentación continúa a través del entrepiso y es continuo hasta la cubierta, siendo su longitud mayor en el segundo piso que en el primero, será considerado como muro estructural del segundo piso, sólo en la longitud que tiene en el primer piso.

E.7.6.1.2 – *La Regularidad En Planta* – Debe evitarse la irregularidad en planta, tanto geométrica como de rigidez. Las formas irregulares podrán convertirse, por descomposición, en varias formas regulares. Las formas geométricamente regulares, pero asimétricas en términos de rigidez deben evitarse

E.7.6.1.3 – *La Regularidad En Altura* – Deben evitarse las irregularidades en alzado, tanto geométricas (volúmenes escalonados), como de rigidez. Cuando la estructura tenga forma irregular en altura, podrá descomponerse en formas regulares aisladas. Debe evitarse la introducción de zonas débiles en altura, por cambios en la rigidez o la resistencia, que produzcan el efecto de piso débil o piso flexible.

E.7.6.2 – ADICIONES - Deben evitarse, o aislarse convenientemente, las adiciones exteriores o reformas interiores en materiales y sistemas constructivos diferentes al bahareque. No debe cambiarse o modificarse la fachada de una construcción de bahareque por mampostería. Así mismo, deben evitarse adiciones como cocinas, baños o habitaciones adicionales en mampostería. Toda adición y modificación a las estructuras de bahareque debe construirse con este mismo material, de lo contrario es necesario aislar la adición o la modificación, para que trabaje independientemente de la estructura de bahareque, resolviendo en sí misma su estabilidad y resistencia.

E.7.6.3 - JUNTAS SÍSMICAS - Cuando en conjuntos de casas seriadas medianeras, coexisten las casas de bahareque con otras de diferentes materiales, como mampostería, concreto reforzado, acero, etc., debe dejarse un espacio mínimo de **j** veces la altura de la edificación, medida hasta el caballete de la cubierta. El valor de **j** debe establecerse con base en experimentos o tomarse de la Tabla E.7-1.

Tabla E.7-1
Espacio mínimo de separación

Estructura	j (m/m)
Edificación con aberturas de más del 25% de las fachadas	0,020
Edificación con aberturas de menos del 25% de las fachadas	0,015

La junta sísmica debe hacerse también entre unidades de bahareque, construidas independientemente, o entre grupos de edificaciones medianeras cuya relación largo a ancho excedan de tres. Las edificaciones separadas por junta sísmica pueden compartir cimentaciones, pero deben separarse desde el nivel del sobrecimiento de manera que actúen independientemente.

E.7.7 - CIMENTACIONES

E.7.7.1 - LIMPIEZA DEL TERRENO - El terreno debe limpiarse de todo material orgánico y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de la humedad.

E.7.7.2 - ESTUDIO GEOTÉCNICO - Se regirá por lo establecido en los apartes E.5.1.3 y E.5.1.4.

E.7.8 - SISTEMAS DE CIMENTACIÓN

E.7.8.1 - La cimentación estará compuesta por un sistema reticular de vigas que configuren anillos aproximadamente rectangulares en planta y que aseguren la transmisión de las cargas de la superestructura al suelo en forma integral y equilibrada. Debe existir una viga de cimentación para cada muro estructural. Si uno de los anillos del sistema de cimentación tiene una relación largo sobre ancho mayor que dos, debe construirse una viga intermedia de cimentación, así no sirva de apoyo a ningún muro, en cuyo caso sus dimensiones mínimas pueden reducirse a 200 mm por 200 mm. Las intersecciones de las vigas de cimentación deben ser monolíticas y continuas.

E.7.8.2 - Las vigas de cimentación deben tener refuerzo longitudinal superior e inferior y estribos de confinamiento en toda su longitud. Las dimensiones y el refuerzo de los cimientos deben basarse en cálculos realizados suponiendo una capacidad máxima portante del suelo de 0,05 MPa, a menos que se realice un estudio de suelos completo, de acuerdo con lo establecido en el Título H de estas normas. En todo caso, deben también ajustarse a los mínimos que se presentan en la Tabla E.7-2:

Tabla E.7-2.
Valores mínimos para dimensiones, calidad del concreto y refuerzo de cimentaciones

	UN PISO	DOS PISOS	CALIDAD DEL CONCRETO
Anchura	250 mm	300 mm	f´c = 17 Mpa
Altura	200 mm	300 mm	f´c = 17 Mpa
Acero longitudinal	4 No. 3	4 No. 4	fy = 420 Mpa
Estribos	No. 2 a 200 mm	No. 2 a 200 mm	fy = 235 Mpa
Bastones verticales para anclaje de muros	No. 3	No. 4	fy = 250 Mpa

E.7.8.3 - Los bastones verticales para anclaje deben colocarse en los extremos de cada muro estructural, en las intersecciones con otros muros, sean o no estructurales, y en lugares intermedios, a distancias no mayores que 1,5 m, anclados a la viga de cimentación, con una longitud mayor o igual a la longitud de anclaje requerida por el título C

para barras de refuerzo.

E.7.8.4 - La base de los muros de primer piso debe aislarse de la humedad apoyándolos sobre un zócalo en concreto, en mampostería confinada o en mampostería reforzada, que sobresalga, mínimo 80 mm, por encima del nivel acabado del primer piso.

E.7.8.5 - CIMENTACIÓN EN TERRENO PLANO

E.7.8.5.1 – El nivel inferior de las vigas de cimentación deberá estar a una profundidad mínima de 500 mm por debajo del nivel de acabado del primer piso. A fin de que el bahareque no quede en contacto directo con el suelo, debe construirse sobre ellas un sobrecimiento que se puede hacer en mampostería confinada, en mampostería reforzada o en concreto. El sobrecimiento debe anclarse debidamente a la cimentación mediante barras de refuerzo.

E.7.8.5.2 -La losa de contrapiso debe aislarse lateralmente del zócalo sobre el que se apoyan los muros, y no debe conectarse estructuralmente con la estructura de cimentación.

E.7.8.6 - CIMENTACIÓN EN TERRENO INCLINADO

E.7.8.6.1 - Cuando el terreno es inclinado, con una pendiente mayor al 5 %, el sobrecimiento se debe construir con sistemas de muros estructurales, en mampostería o en concreto, con altura constante en los muros paralelos a las curvas de nivel y una altura variable o escalonada en los muros perpendiculares a las curvas de nivel. No deben construirse vigas de cimentación que tengan superficies inclinadas en contacto con el suelo.

E.7.8.6.2 - La retícula de sobrecimientos se desplanta sobre las vigas de cimentación y llega hasta el nivel del primer piso útil. Los sobrecimientos pueden fabricarse con mampostería confinada o con mampostería reforzada, siguiendo los requerimientos del Título D o del Capítulo 2 del Título E, o con concreto, de acuerdo con los requisitos del Título C. Los sobrecimientos en mampostería deben rematarse con una viga de amarre. De allí en adelante, se construye el entrepiso del primer piso útil, según lo indicado en el numeral E.7.15.

E.7.8.6.3 - El diseño de la viga de amarre debe ceñirse a lo establecido en el numeral E.3.4.

E.7.9- INSTALACIONES HIDROSANITARIAS.

E.7.9.1 -Las instalaciones hidrosanitarias deben realizarse de acuerdo con lo establecido en el numeral E.5.4.

E.7.10 - ESPECIFICACIONES ESPECIALES

E.7.10.1 – JUNTAS - La localización de las juntas en la cimentación debe basarse en un estudio geotécnico. En ausencia de estudio geotécnico, las juntas entre cimentaciones deben estar espaciadas a distancias no mayores de 30 m.

E.7.10.2 - SUELOS COMPRESIBLES - Cuando los suelos sean excesivamente compresibles, de capacidad inferior a la establecida en E.5.1.4 (d), se puede utilizar alguna de las propuestas de ese Capítulo si previamente se ha realizado una plataforma de suelo mejorado, compactada mecánicamente, mínimo en 3 capas de 100 mm a una densidad Proctor del 90%.

E.7.10.3 - CONSTRUCCIONES EN LADERA - Cuando los desniveles entre el suelo y el espacio de la vivienda exijan sistemas de contención, estos se deben diseñar atendiendo las disposiciones del Título H y disponiendo los elementos adicionales requeridos para resistir las cargas laterales allí especificadas. Para pendientes superiores al 20% debe garantizarse la estabilidad en la cimentación, empleando procedimientos tales como pilares en concreto, dispuestos en las esquinas e intersecciones de cimentaciones para muros, del borde inferior de ladera, a distancias menores de 5 m entre centros y anclados no menos de 1 m en el suelo natural. La esquina o intersección de la malla de cimentación correspondiente a cada pilar se debe anclar mediante 4 barras del No. 4 (1/2”) o 12 M (12mm) formando una canastilla de 150 mm x 150 mm que debe penetrar en el pilar al menos 500 mm y anclarse en los elementos de la malla de cimentación.

E.7.11 - CLASIFICACIÓN DE MUROS

Los muros de una casa de uno o dos pisos de bahareque encementado, dentro del alcance del presente Capítulo, se clasifican en tres tipos**.**

E.7.11.1 - MUROS ESTRUCTURALES CON DIAGONALES - Son muros, o segmentos de muros, estructurales, compuestos por solera inferior, solera superior (o carrera), pie-derechos, elementos inclinados y recubrimiento con base en mortero de cemento, colocado sobre malla de alambre, clavada sobre esterilla de guadua o entablado de madera. Estos muros reciben cargas verticales y resisten fuerzas horizontales de sismo o viento. Los muros estructurales con diagonales deben colocarse en las esquinas de la construcción y en los extremos de cada conjunto de muros estructurales.

E.7.11.2 - MUROS ESTRUCTURALES SIN DIAGONALES – Son muros, o segmentos de muros, estructurales, compuestos por solera inferior, solera superior (o carrera), pie-derechos y recubrimiento con mortero de cemento, colocado sobre malla de alambre , clavada sobre esterilla de guadua y que carecen de elementos inclinados. Deben utilizarse únicamente para resistir cargas verticales. No deben constituirse en segmentos de los extremos de muros.

E.7.11.3 - Tanto los muros estructurales con diagonales como los que no tienen diagonales deben construirse apoyados sobre vigas de cimentación o en sobrecimientos, a su vez apoyados sobre vigas de cimentación. Los muros estructurales deben tener continuidad desde la cimentación hasta el diafragma superior con el cual están conectados.

E.7.11.4 - MUROS NO ESTRUCTURALES- Los muros que no soportan cargas diferentes a las de su propio peso se conocen con el nombre de muros no estructurales. Estos muros no tienen otra función que la de separar espacios dentro de la vivienda. Los muros no estructurales interiores deben conectarse con el diafragma superior por medio de una conexión que restrinja su volcamiento, pero que impida la transmisión de cortante o carga vertical entre la cubierta o el entrepiso y el muro no estructural. Los muros no estructurales no necesitan ser continuos y no requieren estar anclados al sistema de cimentación.

E.7.12 - COMPOSICIÓN DE MUROS

E.7.12.1 - Los muros de bahareque encementado deben componerse de un entramado de guaduas o de guaduas y madera, constituido por elementos horizontales llamados soleras (la solera superior también se llama carrera), elementos verticales llamados pie-derechos y recubrimiento de mortero de cemento. Las guaduas no deben tener un diámetro inferior a 80 mm.

E.7.12.2 - El recubrimiento de mortero debe aplicarse sobre una malla de alambre delgado (diámetro no superior a 1,25 mm), que a su vez se clava sobre esterilla de guadua, de acuerdo con lo especificado en E.7.4.5.

E.7.12.3 - Las soleras tendrán un ancho mínimo igual al diámetro de las guaduas usadas como pie-derechos. Es preferible construir las soleras, inferior y superior de cada muro en madera aserrada, ya que sus uniones permiten mayor rigidez y son menos susceptibles al aplastamiento que los elementos de guadua.

E.7.12.4 - Los muros de bahareque encementado podrán tener recubrimiento por ambos lados. Si no es posible, la longitud efectiva del muro con recubrimiento por un solo lado debe considerarse como la mitad de su longitud total real, para efectos de los requerimientos especificados en E.7.14.1 y E.7.14.2.

E.7.13 – DIAFRAGMAS

E.7.13.1 - Las soleras deben conformar conjuntamente con los entrepisos y la estructura de la cubierta un diafragma que traslade las cargas horizontales a los muros estructurales. Deben proveerse uniones o vínculos entre los muros y los diafragmas, como se indica en el numeral E.7.24 de este Capítulo.

E.7.13.2 - Deben colocarse tirantes y cuadrantes en el nivel de solera superior de cada piso, para garantizar el efecto de diafragma. Los cuadrantes bastan cuando los espacios rectangulares entre muros no superan relaciones de 1,5 sobre 1 entre lado mayor y lado menor. Para relaciones mayores, deben colocarse tirantes que dividan los espacios rectangulares en espacios con relaciones menores de 1,5 sobre 1.

E.7.13.3 - Los diafragmas deben existir en los niveles de cimentación, de entrepisos y de cubierta.

E.7.14 - LONGITUD DE MUROS EN CADA DIRECCIÓN

Para proveer un reparto uniforme de la responsabilidad para resistir las fuerzas sísmicas en el intervalo inelástico, los muros estructurales que se dispongan en cada una de las direcciones principales deben cumplir con las siguientes condiciones:

E.7.14.1 - LONGITUD MÍNIMA - La longitud de muros en cada dirección debe satisfacer la ecuación E.7-1:

$$L_i \geq C_B A_p \qquad \textbf{(E.7-1)}$$

En donde:

L_i = Longitud mínima total de muros continuos (en m), sin aberturas, en la dirección **i**.

C_B = Coeficiente (en m^{-1}), especificado en la Tabla E.7-3, en función de la aceleración espectral Aa para el sitio donde se realice la construcción, de acuerdo con A.2.3.

A_p = Área de la cubierta (en m^2), para viviendas de un piso, o para los muros del segundo piso en viviendas de dos pisos. (Puede sustituírse por $2/3A_p$ si se utilizan materiales livianos para la cubierta, tales como fibrocemento o láminas metálicas, sin base de mortero).

= Área del entrepiso más área de la cubierta (en m^2), para los muros del primer piso en viviendas de dos pisos.

Tabla E.7-3
Valores del coeficiente de densidad de muros de bahareque encementado, C_B

Amenaza Sísmica	Aa	C_B
Alta	0,40	0,32
	0,35	0,28
	0,30	0,24
	0,25	0,20
Intermedia	0,20	0,16
	0,15	0,16
Baja	0,10	0,16
	0,05	0,16

E.7.14.2 - DISTRIBUCIÓN SIMÉTRICA DE MUROS:

Los muros deben estar distribuidos de manera aproximadamente simétrica. Por lo tanto, debe cumplirse con la ecuación E.7-2, tomada en su valor absoluto:

$$\left| \frac{\left[\frac{\sum (L_{mi}\, b)}{\sum L_{mi}} - \frac{B}{2} \right]}{B} \right| \leq 0.15 \qquad \textbf{(E.7-2)}$$

En donde:

L_{mi} = Longitud de cada muro (en m) en la dirección **i**.

b = La distancia perpendicular (en m) desde cada muro en la dirección **i**, hasta un extremo del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso (Ver Figura E.7-1).

B = Longitud del lado (en m), perpendicular a la dirección **i**, del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso.

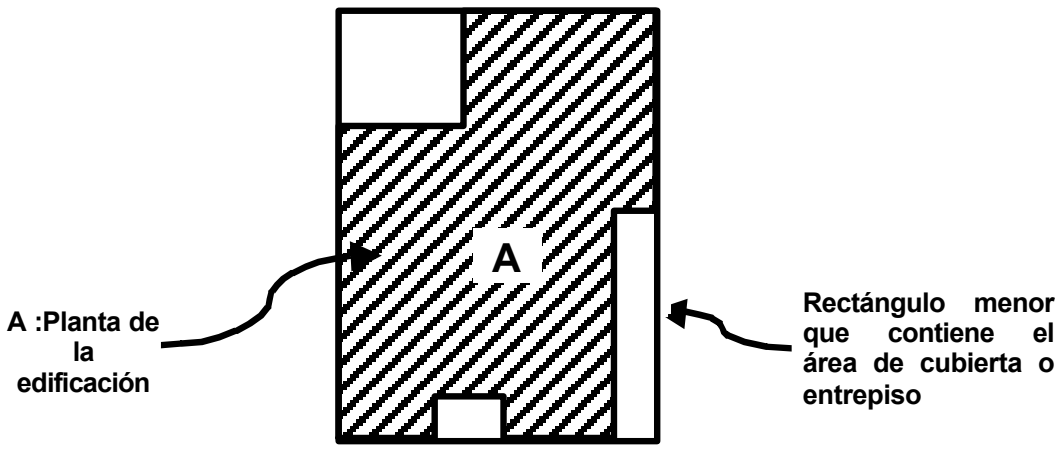


Figura E.7-1. Descripción del rectángulo menor que contiene el área de la cubierta o entrepiso.

E.7.14.3 - VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS - En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.7.14.1, deberá aumentarse la longitud total de muros en cada dirección, en cada nivel, a menos que se demuestre, por medio de un procedimiento de análisis estructural, como el contenido en Apéndice E.A de este Capítulo, que una longitud de muros inferior a la especificada por la ecuación E.7-1, es suficiente para resistir las cargas horizontales calculadas.

E.7.14.4. – VERIFICACIÓN DE LA ASIMETRÍA DE MUROS EN PLANTA – En los casos en los cuales no se cumplan los requisitos expresados en E.7.14.2, debe hacerse de nuevo la distribución de los muros en planta hasta lograr cumplir con la ecuación E.7-2. Sí en este proceso se reduce la longitud total de muros en cualquier dirección y cualquiera de los niveles, debe verificarse de nuevo el cumplimiento con la ecuación E.7-1, de acuerdo con lo estipulado en E.7.14.3.

E.7.14.5 – ENCHAPES PARA MUROS - Deben evitarse los enchapes pesados en fachadas. En baños, debe enchaparse completamente la zona húmeda, para lo cual se recomienda colocar el enchape pegado con mortero impermeable. Todo enchape de fachada debe estar adecuadamente fijado para evitar que se desprenda durante los sismos.

E.7.15 – ENTREPISOS

E.7.15.1 - El entrepiso debe soportar las cargas verticales establecidas en el Título B. Debe poseer suficiente rigidez en su propio plano para garantizar su trabajo como diafragma y debe consistir en:

(a) Largueros, viguetas o alfardas que soporten el recubrimiento o piso.

(b) El recubrimiento debe resistir la fuerza cortante y puede hacerse de:

- Esterilla de guadua, malla de refuerzo electrosoldado y mortero de cemento,
- Malla expandida, malla de refuerzo electrosoldado y mortero de cemento, o
- Tablas de madera clavadas a la estructura de soporte del entrepiso.

(c) Las soleras o carreras, que enmarcan el diafragma y forman parte del sistema de resistencia en su plano.

E.7.15.2 - Como se señala en E.7.5, los entrepisos deben formar un diafragma que trabaje como un conjunto. Para ello, los elementos del entrepiso deben estar debidamente vinculados. Sin embargo, no es necesario que el entrepiso

funcione como un diafragma infinitamente rígido en su propio plano.

E.7.15.3 – No se permiten entrepisos en losa de concreto para viviendas en bahareque encementado construidas de acuerdo con el presente Capítulo.

E.7.16 - COMPOSICIÓN DE ENTREPISOS

E.7.16.1 - En la construcción con bahareque encementado, el entrepiso, las soleras y carreras, se construirán con madera estructural con una clasificación de, por lo menos, Grupo C, de acuerdo con G.1.3.4. Sin embargo, en el caso de construir la estructura de entrepiso en guadua, deben colocarse guaduas dobles, una encima de la otra, zunchadas entre sí, haciendo de largueros a distancias, centro a centro entre 300 mm y 400 mm. Debe colocarse, como friso de borde, una vigueta de madera de sección vertical equivalente a la altura de las dos guaduas que constituyen los largueros y entre cada larguero, compuesto por dos guaduas apiladas, un taco de madera, de tal manera que se reduzca el riesgo de aplastamiento de las guaduas. Los cañutos donde se apoyan las guaduas y los que entren en contacto con los muros deben llenarse con mortero de cemento. Se requieren arriostramientos transversales o atraques intermedios entre los largueros.

E.7.16.2 - Como recubrimiento del entrepiso puede usarse un mortero de cemento reforzado con malla electrosoldada D50 o equivalente, es decir, que aporte alrededor de 0,5 cm² de área de acero, por metro lineal de malla. Sobre el mortero se deben colocar acabados livianos como colorantes integrados, pinturas o baldosas de vinilo. No debe utilizarse baldosas de cemento u otros pisos pesados y rígidos, a menos que se realicen análisis y diseño estructurales completos para toda la vivienda.

E.7.16.3 - Si el entrepiso se construye con madera aserrada, los largueros deben ser mínimo de sección transversal de 120 mm x 40 mm, para luces máximas de 4 m, separados máximo a 400 mm (centro a centro). El recubrimiento debe ser de listones o tablones de madera de 15 mm de espesor mínimo. Se requieren atraques intermedios para evitar el pandeo de los largueros.

E.7.16.4 - Los voladizos deben construirse con elementos continuos, de madera o guadua, unidos entre sí con un elemento de borde que garantice el trabajo en conjunto de los elementos del voladizo y una mejor distribución de la carga impuesta.

E.7.16.5 - Si se construye cielo raso debajo de la estructura de entrepiso, debe facilitarse una corriente de aire en los espacios interiores.

E.7.17 – COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales proporcionados para resistir cargas verticales, en forma aislada o en combinación con los muros estructurales. Las columnas no deben considerarse componentes del sistema de resistencia sísmica en viviendas en bahareque encementado.

E.7.18 - UBICACIÓN Y DISEÑO DE COLUMNAS

E.7.18.1 – Las columnas se localizarán en puntos de la edificación donde la magnitud o la posición de las cargas verticales transmitidas por cubiertas o entrepisos excedan la capacidad de los muros estructurales, o donde no se disponga de ellos, como es el caso de galerías abiertas, corredores y aleros.

E.7.18.2 - Si las columnas se construyen en guadua, debe evitarse la acción directa del sol y del agua. Necesariamente deben aislarse del piso por medio de un dado en concreto o en mampostería y una unión, como se indica en el numeral E.7.26.2 de este Capítulo.

E.7.18.3 - El número de guaduas requeridas para cada columna se debe estimar con base en la ecuación E.7-3.

$$N_C = \frac{P_U}{A_G F_C} \geq 1 \qquad \textbf{(E.7-3)}$$

en donde:

N_C = Número de guaduas requeridas para formar la columna.

P_U = Carga que le corresponde a la columna, calculada con base en el área de cubierta o entrepiso que le corresponde soportar.

A_G = Área de la sección transveral de las guaduas que se utilizarán, calculada con base en el promedio de dos diámetros medidos ortogonalmente entre sí y el promedio de los cuatro espesores medidos en los extremos de cada uno de los diámetros.

F_C = Tensión de compresión admisible estipulada en la Tabla E.A-1, del Apéndice E-A de este Título.

E.7.18.4 – Si se requiere más de una guadua para formar la columna éstas deben conectarse entre sí con zunchos con espaciamentos que no excedan un tercio de la altura de la columna.

E.7.18.5 – Si las columnas se construyen en madera, deben diseñarse de acuerdo con el Título G de esta norma.

E.7.18.6 - Si las columnas se construyen en acero, deben diseñarse de acuerdo con el Título F de esta norma.

E.7.18.7 - Si las columnas se construyen en concreto, deben diseñarse de acuerdo con el Título C de esta norma.

E.7.18.8 - Si las columnas se construyen en mampostería, deben diseñarse de acuerdo con el Título D de esta norma.

E.7.19 - AMARRES Y CONTINUIDAD DE COLUMNAS

E.7.19.1 - Las columnas deben conectarse entre sí y con los muros estructurales vecinos. Además, las columnas deben conectarse con el diafragma que soportan con una unión articulada, que no transmita tensiones de flexión.

E.7.20 – CUBIERTAS

Los elementos portantes de la cubierta deben conformar un conjunto estable para cargas verticales y laterales, para lo cual tendrán los anclajes y arriostramientos requeridos según se indica en el numeral E.7.26.5 de este Capítulo.

E.7.21 - COMPOSICIÓN DE CUBIERTA Y SUS CONEXIONES

E.7.21.1 - Las correas y demás elementos que transmitan las cargas de cubierta a los muros estructurales deben fijarse entre sí y conectarse con la carrera o solera superior que sirve de amarre de los muros estructurales, de acuerdo con los numerales E.7.24 a E.7.26.

E.7.21.2 - Las correas pueden construirse en madera aserrada o en guadua. Cuando las correas se construyen en guadua, los cañutos en contacto directo con el muro deben rellenarse con mortero de cemento.

E.7.22 - MATERIALES DE CUBIERTA

E.7.22.1 - Los materiales utilizados para el cierre de la cubierta deben garantizar una impermeabilidad suficiente para proteger de la humedad las guaduas y la madera de la estructura de soporte.

E.7.22.2 - Cuando se utilicen las cubiertas de teja de barro, debe evitarse su contacto directo con la guadua, porque transmiten la humedad por capilaridad, provocando su pudrición.

E.7.22.3 - No se permite el uso de losas de concreto o de mortero como cubiertas de casa de uno y dos pisos en muros de bahareque encementado construidas de acuerdo con el presente Capítulo.

E.7.23 – CIELO-RASO

E.7.23.1 - El cielo-raso se debe construir en materiales livianos, anclados a la estructura del entrepiso o de la cubierta y deben permitir la ventilación de cubiertas y entrepisos.

E.7.24 – UNIONES

E.7.24.1 - Todos los miembros y elementos estructurales deberán estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para resistir las cargas y transmitirlas con seguridad a la cimentación

E.7.24.2 - El presente capítulo enumera algunas uniones entre elementos constitutivos del sistema constructivo con muros de bahareque encementado. Estas uniones han sido experimentadas con clavos, pernos, varillas y pletinas. Otras diferentes pueden utilizarse, siempre y cuando se demuestre su idoneidad, por medios experimentales.

E.7.25 -TIPOS DE UNIONES DE ACUERDO CON EL MATERIAL DE CONEXIÓN

Según el material utilizado para la conexión entre guaduas o entre madera y guaduas, las uniones se clasifican en:

E.7.25.1 - UNIONES CLAVADAS - Se reservan para esfuerzos muy bajos entre elementos de madera aserrada y guadua, como por ejemplo de pie-derecho a solera en muro. No se aceptan para la unión de dos o más elementos rollizos de guadua, ya que la penetración y el impacto de los clavos producen fisuración de la guadua debido a la preponderancia de fibras longitudinales. Las uniones clavadas deben usarse solamente para ajuste temporal del sistema durante el armado y no deben tenerse en cuenta como conexiones resistentes entre elementos estructurales.

E.7.25.2 - UNIONES PERNADAS - Cuando sea necesario perforar la guadua para introducirle pernos, debe usarse taladro de alta velocidad y evitar impactos.

> **E.7.25.2.1** - Todos los cañutos a través de los cuales se atraviesen pernos o barras deben rellenarse con mortero de cemento.
>
> **E.7.25.2.2** - El mortero debe ser lo suficientemente fluido para penetrar completamente dentro del cañuto. El mortero de relleno debe proporcionarse con la mínima cantidad de agua necesaria para obtener una fluidez suficiente para inyectarse con muy poca presión, y sin exceder una relación 4 sobre 1, por volumen, entre el agregado fino y el cemento. Pueden usarse aditivos reductores de agua de mezclado, no corrosivos.
>
> **E.7.25.2.3** - Para vaciar el mortero debe perforarse la guadua mediante taladro de alta velocidad en puntos próximos a los tabiques de cada uno de los dos extremos del cañuto que va a rellenarse. A través de uno de los orificios se inyectará el mortero presionándolo a través de un embudo o con la ayuda de una bomba manual. El orificio en el extremo opuesto sirve para el escape del aire atrapado.
>
> **E.7.25.2.4** - Los pernos pueden fabricarse con barras de refuerzo roscadas en obra o con barras comerciales de rosca continua.

E.7.25.3 - UNIONES ZUNCHADAS - Las uniones zunchadas pueden utilizarse para fabricar conexiones articuladas. Para conexiones que deban resistir tracción, la pletina debe diseñarse para garantizar que no es el vínculo débil de la unión. La unión no debe trabajar, en total, con más de 10 kN de esfuerzo de tracción.

E.7.26 – TIPOS DE UNIONES DE ACUERDO CON LA FUNCIÓN

Las uniones entre los elementos de guadua y madera dentro de los muros de bahareque pueden ser del tipo uniones clavadas. Las uniones de muros de bahareque entre sí y de los componentes del bahareque con la cimentación y con la cubierta deben cumplir funciones estructurales, tanto de rigidez como de resistencia. Las uniones entre componentes, de acuerdo con su función, se clasifican en:

E.7.26.1 - UNIÓN CIMIENTO-MURO - Los muros deben estar conectados efectivamente con la cimentación, sea en contacto directo con las vigas de cimentación o atravesando los sobrecimientos.

E.7.26.1.1 ***Unión con soleras de madera aserrada*** - Cuando se utilice madera aserrada para las soleras, la conexión con los cimientos se realizará con barras roscadas, ancladas a los mismos y de tal manera que atraviesen las soleras y se fijen a éstas, con tuercas y arandelas. La madera debe separarse del concreto o de la mampostería con papel impermeable u otra barrera similar.

E.7.26.1.2 ***Unión con soleras de guadua*** - Para muros fabricados sólo con elementos de guadua, los muros deben conectarse a los cimientos fijando los pie-derechos necesarios, de acuerdo con E.7.8.3, a la cimentación, tal como se establece para columnas de guadua en E.7.26.2.

E.7.26.2 - UNIÓN COLUMNA-CIMIENTO - La guadua no debe estar en contacto directo con el suelo, la mampostería o el concreto. La guadua se apoyará sobre un separador de metal u otro material impermeable, como se muestra en el Apéndice E-B.

E.7.26.2.1 - Las fuerzas de compresión deben transmitirse a través del separador a la cimentación. Las fuerzas de tracción se deben transmitir a través de conexiones pernadas. Un perno debe atravesar el primero o el segundo cañuto de la guadua. El cañuto atravesado y cualquier cañuto por debajo de éste, deben rellenarse con mortero. El cañuto debe tener un nudo en su extremo inferior. El perno se debe anclar al cimiento a través de pletinas o barras con ojales, o barras dobladas, en cada uno de sus extremos. El perno y las barras de sujeción tendrán un diámetro mínimo de 9,5 mm, mientras que si se utilizan pletinas, éstas deben tener mínimo, 3,2 mm de espesor y 50 mm de anchura. Esta conexión debe resistir tracción y no es apropiada para resistir momento y se muestra en el Apéndice E-B.

E.7.26.2.2 - El separador debe actuar también como elemento resistente a corte, es decir, como tope para el movimiento horizontal entre el muro y el cimiento. Para ello, el separador debe abrazar el elemento de guadua. Debe existir una unión completa por lo menos cada 1,5 m, en los extremos de muros, en los bordes de aberturas para puertas y en el punto medio del muro si su longitud es mayor de 1,5 m y menor de 3 m. El separador-retenedor puede ser *una* pletina de acero doblada en forma de U, o un tubo dentro del cual se empotra la guadua, tal como se ilustra en el Apéndice E-B.

E.7.26.2.3 - Cuando no se requiere que la conexión resista tracción, la guadua puede empotrarse en el concreto y separarse de éste mediante una membrana bituminosa, como brea o asfalto.

E.7.26.2.4 - Las conexiones con los cimientos descritas sirven también para anclar columnas formadas con más de una guadua.

E.7.26.3 - UNIÓN COLUMNA-CUBIERTA – La unión de las guaduas con la cubierta debe hacerse de forma similar a la descrita en el numeral E.7.26.5 para los pie-derechos de los muros. Las columnas constituidas por más de una guadua deben conectarse a la carrera superior del entrepiso o de la cubierta, por medio de un elemento en madera aserrada que garantice el contacto completo entre el elemento horizontal y la sección transversal de todas las guaduas que componen la columna.

E.7.26.4 UNIÓN ENTRE MUROS

E.7.26.4.1 - ***Muros en el mismo plano*** - Los muros en el mismo plano se unen entre sí mediante pernos, tuercas y arandelas, como se ilustra en el Apéndice E-B. Debe haber por lo menos dos conexiones por unión, colocadas cada tercio de la altura del muro. El perno debe tener, por lo menos 9.5 mm de diámetro. Si los pie-derechos son de guadua los cañutos atravesados deben rellenarse con mortero.

E.7.26.4.2 - ***Muros en planos perpendiculares*** - Cuando los muros que deben unirse están en diferentes planos, perpendiculares entre sí, pueden unirse directamente con pernos, tuercas y arandelas en una sola dirección, o a través de un elemento adicional en la intersección de los muros, utilizando pernos, tuercas y arandelas, en ambas direcciones, tal como se ilustra en el Apéndice E-B. El espaciamiento vertical de las uniones es el mismo especificado en E.7.26.4.1.

E.7.26.5 - UNIÓN ENTRE MUROS Y CUBIERTA.

E.7.26.5.1 - La conexión de las correas con los muros debe hacerse con los pie-derechos. Esto se logra mediante un perno embebido dentro del último cañuto completo del extremo superior del pie-derecho, que atraviesa la solera y la correa. Tanto el cañuto completo, como cualquier segmento de cañuto por encima de él, deben rellenarse con mortero de cemento y confinarse con zuncho de manera que se evite la fisuración longitudinal de la guadua debido a las tensiones de cortante por carga horizontal. Si la solera y/o la correa es de guadua, deben rellenarse los cañutos atravesados con el perno de conexión.

E.7.26.5.2 - Cuando los muros se fabriquen mediante paneles debe ponerse un elemento continuo uniendo las carreras de los paneles. La conexión con la cubierta, realizada de manera similar a la descrita en el numeral E.7.26.5.1, mediante perno embebido en los pie-derechos del panel, atravesando tanto la carrera superior del panel, como el elemento continuo, sirve también como elemento de unión entre éstos.

E.7.26.5.3 - Las tejas deben amarrarse de las correas para formar un conjunto.

E.7.26.5.4 -Si se construye un porche anexo a los muros exteriores, con columnas de guadua, la cubierta debe dotarse de un alero con las dimensiones necesarias para que no se exponga la guadua directamente a la acción del sol y el agua.

E.7.26.5.5 - Para aleros con más de 500 mm deberá construirse un apoyo inclinado o pie de amigo, desde el extremo exterior del alero hasta las columnas de guadua que se quieren proteger, pero con una inclinación no menor de 60º con la horizontal. El extremo inferior del pie de amigo debe apoyarse en una guadua distinta a las que forman las columnas, pero que está zunchada a éstas y que comparte con ellas el dado de cimentación. Las columnas deben estar espaciadas con distancias no mayores de 3 m.

■

CAPÍTULO E.8
DEFINICIONES

Acabado: Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza de madera o guadua. Estado final del recubrimiento o del revoque.

***Acción conjunta*:** Participación de varios elementos estructurales con separación no mayor a 60 cm para soportar una carga o sistema de cargas.

***Alfarda*:** Ver "vigueta".

***Aserrado*:** Proceso mediante el cual se corta una troza para obtener piezas de madera de sección transversal cuadrada o rectangular.

***Carrera*:** Solera superior que corona una estructura de muros. Viga de amarre.

***Cercha*:** Es un elemento estructural reticulado destinado a recibir y trasladar a los muros portantes las cargas de cubierta. Tiene una función equivalente a la de una correa.

***Cimentación*:** Entramado (malla o retícula) de vigas de concreto reforzado que transfiere las cargas de la superestructura al suelo.

***Cinta de amarre*:** Es un elemento complementario a las vigas de amarre con altura no menor de 100 mm, y cuyo ancho es el espesor del elemento que remata.

***Columna de amarre*:** Es un elemento vertical reforzado que se coloca embebido en el muro.

***Columna en madera o columna en guadua*:** Pieza, generalmente vertical, cuyo trabajo principal es a compresión.

***Concreto ciclópeo*:** Concreto con adición de agregado de tamaños mayores al corriente (sobretamaño).

***Contracción*:** Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad.

***Correa*:** Elemento horizontal componente de la estructura de la cubierta.

Cuadrante: Elemento que se coloca diagonalmente para conformar una forma triangular cerrada en las esquinas de entrepisos y cubiertas, para limitar la deformación, en su propio plano, de los diafragmas.

***Culata*:** Parte del muro que configura el espacio entre la cubierta y los dinteles y que remata con la pendiente de la cubierta. También se denomina cuchilla.

***Diafragma*:** Elemento estructural que reparte las fuerzas inerciales laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, o sea, a los muros.

***Distancia centro a centro*:** Distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento adyacente.

***Elementos especiales de cimentación*:** Son elementos atípicos en este título y que resuelven de manera particular problemas específicos de una construcción en su cimentación tales como pilotes, micropilotes, realces, muros de contención y plataformas de suelo mejorado.

***Elementos suplementarios de cimentación*:** Son elementos que complementan el trabajo de la cimentación en su función de transferencia de cargas hacia el suelo, tales como elementos de cierre de los anillos en la malla, elementos de estabilidad de elementos medianeros, etc.

***Entramado*:** Sistema estructural primario, horizontal, de una edificación.

***Fibra*:** Células alargadas con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas.

***Hinchamiento*:** Aumento de las dimensiones de una pieza por causa del incremento de su contenido de humedad.

***Losa-base*:** Elemento de concreto o mortero con arena o grava colocado sobre material de afirmado y que sirve de soporte al piso acabado.

***Loseta de contrapiso*:** Es el elemento de concreto con agregado fino menor o igual a 12.5 mm (1/2") o mortero hecho con arenas gruesas, fundido directamente sobre relleno compactado y que hace las veces de piso acabado en el primer nivel.

***Madera y/o guadua tratada*:** Sometida a algún tipo de procedimiento, natural o químico, con el objeto de extraerle humedad y/o inmunizarla contra el ataque de agentes xilófagos o pudrición.

***Malla de cimentación*:** Conjunto de elementos ortogonales en concreto reforzado o en ciclópeo y concreto reforzado que forman anillos rectangulares en planta y hacen la transferencia de cargas de la estructura de muros al suelo de cimentación. Entramado.

***Malla expandida*:** Malla que no se basa en tejer o soldar alambres sino que resulta de expandir una lámina metálica troquelada y perforada.

***Malla con vena estructural*:** Malla fabricada a partir de lámina expandida y troquelada, con resaltes continuos que la hacen autoportante.

***Muro*:** Elemento laminar vertical que soporta los diafragmas horizontales y transfiere cargas a las cimentaciones.

***Muros confinados*:** Son muros de mampostería enmarcados por vigas y columnas de amarre.

***Muros de carga*:** Son muros que además de su peso propio llevan otras cargas verticales provenientes del entrepiso y de la cubierta. Estos muros deben estar amarrados al diafragma y deben tener continuidad vertical.

***Muros de rigidez*:** Son muros que sirven para resistir las fuerzas laterales en cada dirección principal de la edificación. Cuando son transversales a los muros de carga, sirven adicionalmente para reducir la esbeltez de estos. Estos muros deben estar amarrados al diafragma y deben tener continuidad vertical.

***Muros divisorios*:** Son muros que no llevan más carga que su peso propio, no cumplen ninguna función estructural para cargas verticales u horizontales y por lo tanto pueden ser removidos sin comprometer la seguridad estructural del conjunto. No obstante, deben estar adheridos en su parte superior al sistema estructural, con el fin de evitar su vuelco ante la ocurrencia de un sismo.

***Pañete*:** Mortero de acabado para la superficie de un muro. También se denomina mortero de alisado, revoque, etc.

***Parapeto*:** Son los muros en mampostería por encima de la cubierta. Deben amarrarse como se indica en E.4.4.

***Pie de amigo*:** Elementos oblicuos que transfieren cargas desde elementos horizontales a los elementos verticales.

***Pie-derecho*:** Elemento vegetal de la estructura de un muro de bahareque encementado, en posición vertical.

***Preservación*:** Tratamiento para prevenir o contrarrestar la acción de organismos destructores.

***Recebo*:** Material granular seleccionado de relleno, que se coloca entre el suelo natural y el entrepiso. Este material debe compactarse en forma adecuada.

Retiro: Espacio obligatorio entre construcción y el límite del lote o entre dos construcciones.

***Recubrimiento*:** Vaciado suplementario sobre una placa prefabricada que beneficia su trabajo como diafragma.

***Recubrimiento de muros de bahareque encementado*:** Material que conforma las caras de un muro.

***Riostra*:** Elemento que limita la deformabilidad de una estructura o de componentes de una estructura.

***Revoque*:** (Repello-Pañete-Enlucido) Capa exterior constituida por un mortero de cemento, agua y arena, y que se aplica en la superficie de un muro.

***Rolliza*:** Estado cilíndrico natural de los tallos de guadua o madera.

***Secado*:** Proceso natural o artificial mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera o guadua.

***Solera*:** En muros de bahareque encementado, es el elemento horizontal que sirve de base a la estructura de un muro e integra las cargas de los pié-derechos. En muros en mampostería y muros en bahareque encementado, también es el elemento de remate del muro al nivel de la cubierta y que recibe las cargas transferidas por las correas. Remate de muro o de cubierta.

Tirante: Elemento que une caras opuestas de elementos de borde de entrepisos y cubiertas, en tramos con longitudes de magnitud importante, para evitar que se deformen fuera del plano de los muros.

***Viga en madera o viga en guadua*:** Pieza, generalmente horizontal, cuyo trabajo principal es a flexión.

***Viga de amarre*:** Es un elemento de concreto reforzado de no menos de 150 mm de altura que sirve para amarrar a diferentes niveles los muros de una edificación. La viga de amarre puede estar embebida dentro de la losa de entrepiso cuando ésta es de concreto reforzado, y en este caso puede tener el mismo espesor del entrepiso.

***Viga de corona*:** Elemento de concreto reforzado complementario de los cimientos en concreto ciclópeo, vaciado directamente sobre ellos y que cumple funciones de amarre y repartición de cargas.

***Vigueta*:** Elemento estructural secundario de la cubierta, que trabaja a flexión y cortante.

■

APÉNDICE E- A
VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE MUROS

E- A.1 - ALCANCE

E - A.1.1 - Se establecen los requisitos mínimos de verificación de resistencia de los muros de viviendas de uno y dos pisos cuyo sistema estructural consiste en muros de bahareque encementado. La estructuración y demás requisitos de diseño y construcción deberán cumplir lo establecido en el capítulo E.7 del presente Título, salvo el requisito de cantidad de muros en cada dirección expresado en E.7.14.1, para el cual el presente procedimiento puede usarse en forma alternativa.

E- A. 2 - MODELO MATEMÁTICO PARA REALIZAR EL ANÁLISIS

E-A.2.1 - Para el análisis estructural se utilizará el modelo de muros estructurales en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de entrepiso y de cubierta. En su defecto, puede utilizarse cualquier otro modelo alternativo compatible con el comportamiento de la construcción ante la solicitación analizada, siempre que se garantice por evidencia experimental o teórica la adecuada precisión de la respuesta obtenida con el modelo alternativo.

E-A.3 - PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

E-A.3.1 - La verificación de resistencia de los muros de bahareque encementado se basa en el método de esfuerzos de trabajo.

E-A.4 - SOLICITACIONES CONSIDERADAS

E-A.4.1 - COMBINACIONES DE CARGAS - El sistema de muros de bahareque encementado debe diseñarse para los efectos de las cargas combinadas especificadas en B.2.3. En los efectos causados por el sismo se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, empleando unos efectos reducidos de diseño **E**, obtenidos dividiendo la fuerza sísmica **Fs**, determinada de acuerdo con los requisitos del Título A, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía **R, E=Fs/R.**

E-A.4.2 - COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R - El coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, debe tomarse como 1.5 para muros de bahareque encementado.

E-A.4.3 - DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS - La determinación de fuerzas sísmicas se hará según lo establecido en el Capítulo A.4, Método de la fuerza horizontal equivalente, a partir de la evaluación de la amenaza sísmica siguiendo lo prescrito en el Capítulo A.2.

E-A.4.4 - PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN - Para efectos del cálculo de **Sa** mediante la ecuación A.2-1, podrá tomarse como período fundamental de la edificación el que resulte de la aplicación de la ecuación A.4-2, con un valor de **Ct = 0.25**

E-A.4.5 - FUERZAS DE VIENTO – Deben calcularse de acuerdo con el Capítulo B.6 de estas normas.

E-A.5 - DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

E-A.5.1 - FUERZA LATERAL - Las fuerzas laterales del sismo deben distribuirse, en cada dirección, en proporción a las longitudes de los muros estructurales paralelos a esa dirección.

E-A.5.2 - FUERZA VERTICAL - Las fuerzas verticales debidas a las cargas gravitatorias deben distribuirse en proporción a las áreas aferentes de los muros estructurales, con respecto al área total del nivel considerado.

E-A.6 - RESISTENCIA DE MUROS DE BAHAREQUE ENCEMENTADO

E-A.6.1 - Los valores obtenidos de las solicitaciones sobre cada uno de los muros, por carga vertical y por carga horizontal, en la dirección bajo consideración, deberán ser inferiores a los valores admisibles de trabajo expresados en la tabla E.A-1, de acuerdo con las características de estructuración y materiales empleados en cada tipo de muro:

E-A.6.2 - Los valores expresados presuponen que los muros serán anclados a la cimentación, y entre sí, de acuerdo con lo establecido en los numerales E.7.24 a E.7.26 del presente capítulo. De no lograrse valores menores o iguales a los establecidos en la tabla E.A-1, deberá incrementarse la longitud de muros en la dirección bajo consideración, hasta obtener su cumplimiento.

Tabla E.A-1
Valores admisibles de trabajo en muros de bahareque encementado

	Cortante admisible, V (kN/m)	**Tensión de compresión admisible, Fc (MPa)**		**Carga vertical máxima permisible (kN/m)**	**Fuerza admisible a tracción, T (kN)**
SECCIÓN DE VERIFICACIÓN	Sección horizontal del borde inferior del muro	Sección neta del pié-derecho extremo del muro		Sección horizontal del borde inferior del muro	Anclaje del extremo del muro
COMPOSICIÓN DEL MURO					
Entramado de guadua y madera. Con dos diagonales, una en cada extremo del muro, inclinadas en direcciones opuestas. Mínimo 40% de parales en madera aserrada. Parales extremos en madera aserrada. Solera y carrera en madera aserrada. Recubri-miento con esterilla, malla y pañete por ambas caras.	12	Grupo A*	7.0	39	15
		Grupo B*	5.5	36	
		Grupo C*	4.0	33	
Entramado de guadua. Con dos diagonales, una en cada extremo del muro, inclinadas en direcciones opuestas. Solera y carrera en guadua Recubri-miento con esterilla, malla y pañete por ambas caras	8	8		41	10

* Clasificación para madera aserrada, de acuerdo con el Título G de estas normas.

APÉNDICE E-B
ILUSTRACIÓN DE UNIONES

E-B.1 -ALCANCE

E-B.1.1 - Se presentan algunas ilustraciones para complementar los numerales E.7.24 a E.7.26.

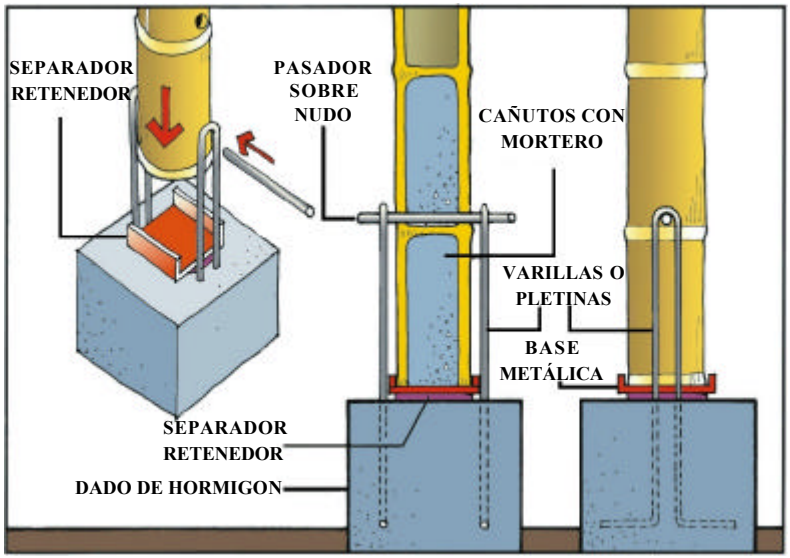


Figura E-B.2.1 Conexión cimiento – columna de guadua con separador en pletina

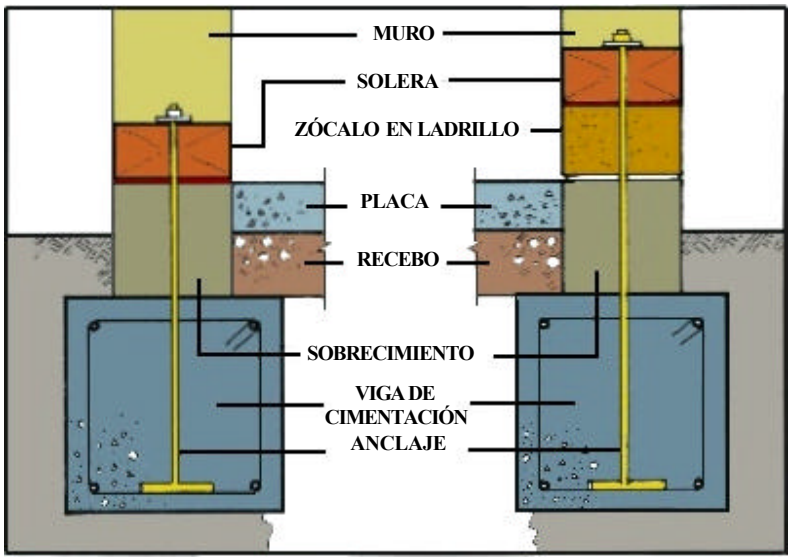


Figura E-B.2 Conexión cimiento – columna de guadua con separador tubular

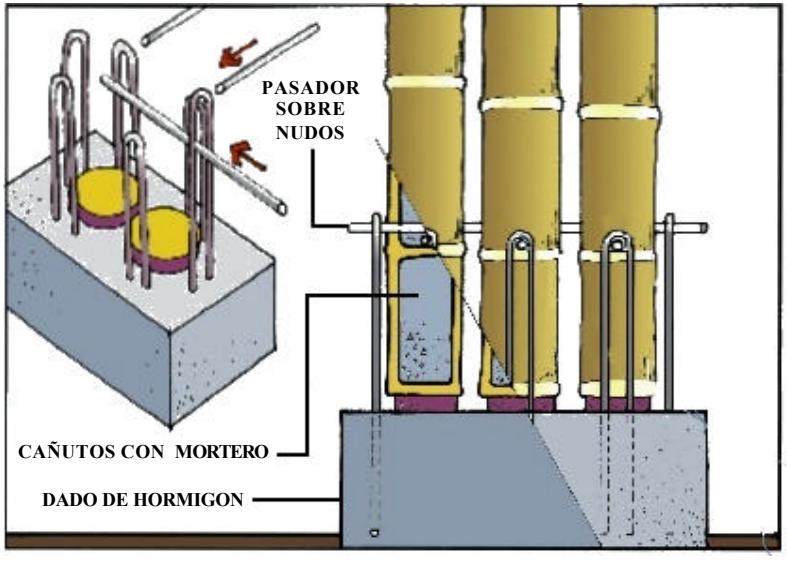


Figura E-B.3 Conexiones para columnas de más de una guadua

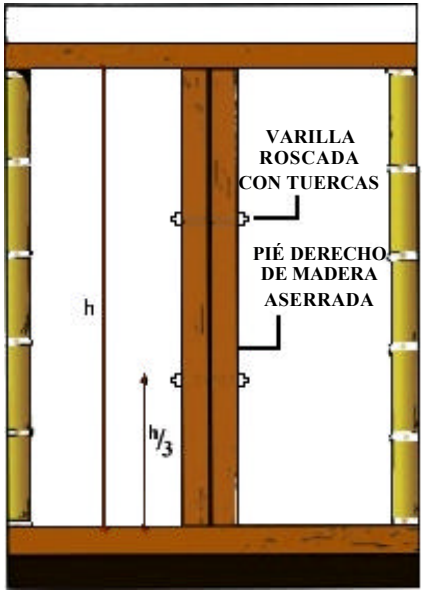


Figura E-B.4 Unión entre muros en el mismo plano con pie derechos de madera aserrada

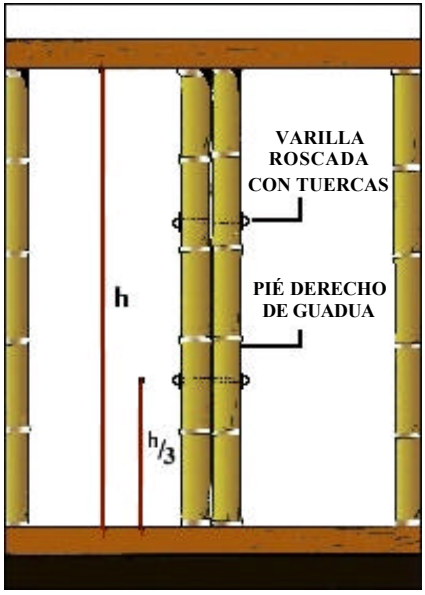


Figura E-B.5 Unión entre muros en el mismo plano con pie derechos de guadua

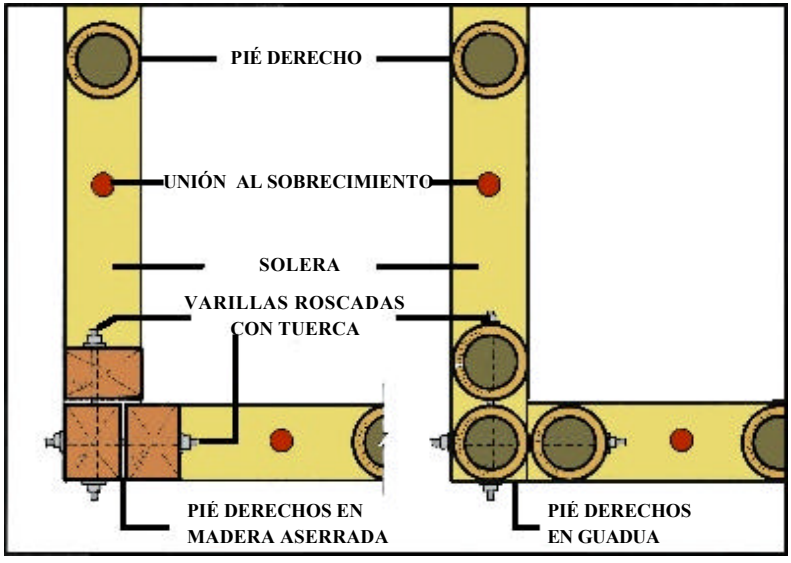


Figura E-B.6 Unión de muros en planos perpendiculares - esquina

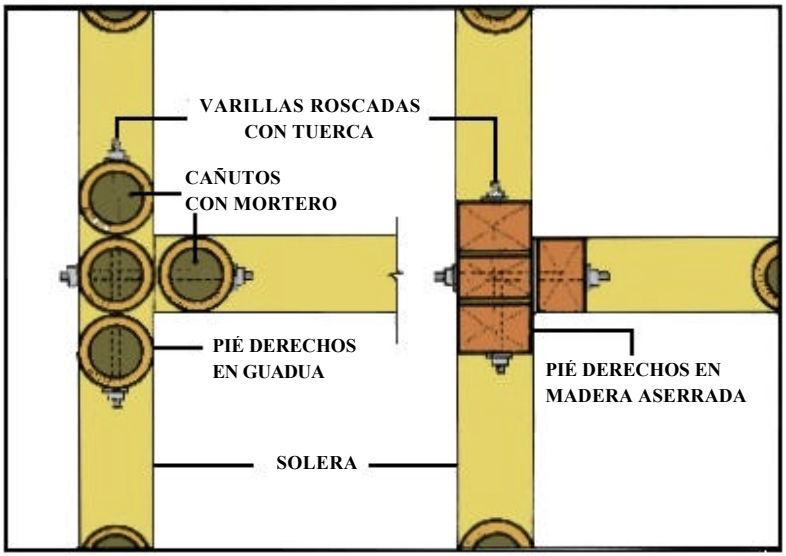


Figura E-B.7 Unión de muros en planos perpendiculares en forma de "T"

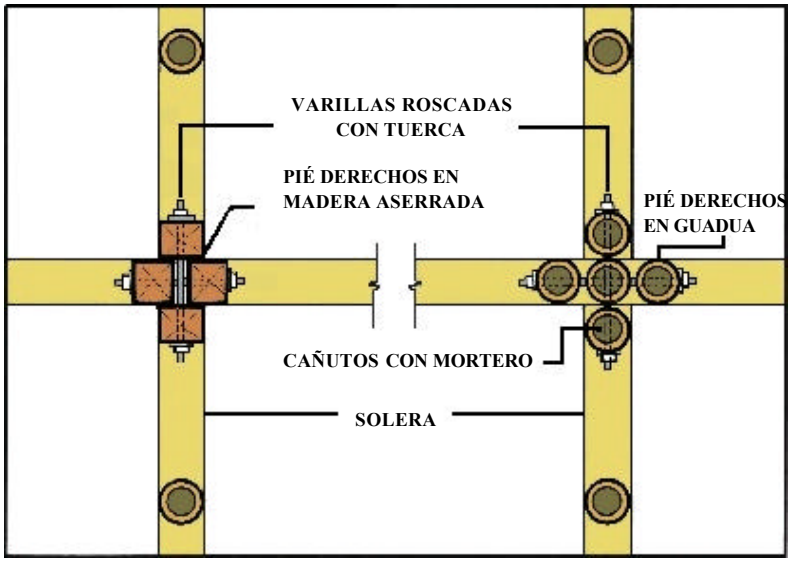


Figura E-B.8 Unión de muros en planos perpendiculares en forma de cruz

TITULO F
ESTRUCTURAS METALICAS

CAPITULO F.1
REQUISITOS GENERALES

F.1.0 GENERALIDADES

F.1.0.1 - ALCANCE - Las normas contenidas en el Título F de este Reglamento son aplicables al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero o de aluminio, soldados, atornillados, o remachados, y cuya calidad debe certificarse. En el presente Título F - ESTRUCTURAS METALICAS se empleó el sistema de unidades internacional SI, en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (fuerzas en newtons N, esfuerzos en megapascales MPa y momentos en N-mm), mientras que los Capítulos F.4, F.5, F.6 y F.7 están en sistema métrico tradicional (fuerzas en kilogramos fuerza kgf, esfuerzos en kgf/mm^2, y momentos en kgf-mm).

F.1.0.2 - ZONAS SISMICAS - Los requisitos para estructuras metálicas que se dan en el presente Título de este Reglamento, deben aplicarse a cada una de las Zonas de Amenaza Sísmica que se definen en A.2.3. del Título A de este Reglamento.

F.1.1 LIMITES DE APLICABILIDAD

F.1.1.1 - ESTRUCTURAS DE ACERO - El término acero estructural empleado en la presente norma se refiere a los elementos de acero estructural esenciales para resistir las cargas de diseño.

El diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados está cubierto por los capítulos F.1 a F.5. Tales miembros se enumeran en forma general en 2.1 del "Código de Práctica Estándar para Estructuras Metálicas" del Instituto Americano para Construcción en Acero (AISC).

Estas estructuras se diseñarán para estados límites de acuerdo con los capítulos F.2 y F.3. Como alternativa se podrán diseñar para esfuerzos admisibles; en tal caso se seguirán los Capítulos F.4 y F.5.

El diseño de estructuras metálicas con miembros formados en frío se trata en el capítulo F.6.

F.1.1.2 - ESTRUCTURAS DE ALUMINIO - El término aluminio estructural empleado en la presente norma se refiere a los elementos de aluminio estructural esenciales para resistir las cargas de diseño.

El diseño de estructuras metálicas con elementos de aluminio estructural se hará conforme al capítulo F.7.

CAPITULO F.2
ESTRUCTURAS DE ACERO HECHAS CON PERFILES LAMINADOS O MIEMBROS ARMADOS: DISEÑO PARA ESTADOS LIMITES

F.2.0 - NOMENCLATURA

El numeral entre paréntesis después de la definición de un símbolo, se refiere a la sección donde este se define por primera vez.

$\mathbf{A}$ = área de la sección transversal, mm² (F.2.6.1.2)
$\mathbf{A_B}$ = área de concreto cargada, mm² (F.2.9.2.4)
$\mathbf{A_b}$ = área nominal del cuerpo de un sujetador, mm² (F.2.10.3.6)
$\mathbf{A_b}$ = área de una barra de extremos ensanchados, basada en el diámetro mayor de su rosca (tabla F.2-7)
$\mathbf{A_c}$ = área de concreto, mm² (F.2.9.2.2)
$\mathbf{A_c}$ = área de la placa de concreto dentro del ancho efectivo (F.2.9.5.2)
$\mathbf{A_e}$ = área efectiva neta, mm² (F.2.2.3)
$\mathbf{A_f}$ = área de la aleta, mm² (F.2.16.3.4)
$\mathbf{A_g}$ = área bruta, mm² (F.2.2.1)
$\mathbf{A_n}$ = área neta, mm² (F.2.2.2)
$\mathbf{A_{nv}}$ = área neta solicitada por cortante, mm² (F.2.10.4.1)
$\mathbf{A_{pb}}$ = área proyectada de aplastamiento, mm² (F.2.10.8.1)
$\mathbf{A_r}$ = área de las barras de refuerzo, mm² (F.2.9.2.2)
$\mathbf{A_s}$ = área de la sección transversal metálica, mm² (F.2.9.2.2)
$\mathbf{A_{sc}}$ = área de la sección transversal de un conector de cortante tipo espigo, mm² (F.2.9.5.3)
$\mathbf{A_{sf}}$ = área de cortante en el mecanismo de falla, mm² (F.2.4.3)
$\mathbf{A_w}$ = área del alma, mm² (F.2.6.2.1)
$\mathbf{A_1}$ = área del acero apoyado concéntricamente sobre un soporte de concreto, mm² (F.2.10.9)
$\mathbf{A_2}$ = área total transversal de un soporte de concreto, mm² (F.2.10.9)
$\mathbf{B}$ = coeficiente para esfuerzo de flexión en elementos acartelados (F.2.16.3.4)
$\mathbf{B_1,B_2}$ = coeficientes usados en la determinación de $\mathbf{M_u}$ para la combinación de fuerzas axiales y de flexión, cuando se emplea un análisis de primer orden (F.2.3.1)
$\mathbf{C_{PG}}$ = coeficiente de viga ensamblada de alma llena (F.2.17.2)
$\mathbf{C_b}$ = coeficiente de flexión que depende del gradiente del momento (F.2.6.1.2)
$\mathbf{C_m}$ = coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción para miembros prismáticos y dependiente de la curvatura de columna causada por los momentos aplicados (F.2.3.1)
$\mathbf{C'_m}$ = coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción para miembros acartelados y dependiente del esfuerzo axial en el extremo más pequeño del miembro (F.2.16.3.5)
$\mathbf{C_p}$ = coeficiente de flexibilidad de apozamiento para miembros principales en una cubierta plana (F.2.11.2)
$\mathbf{C_s}$ = coeficiente de flexibilidad de empozamiento para miembros secundarios en una cubierta plana (F.2.11.2)
$\mathbf{C_v}$ = relación del esfuerzo crítico en el alma según la teoría de pandeo lineal, al esfuerzo de fluencia cortante del material del alma (F.2.17.3)
$\mathbf{C_w}$ = constante de alabeo, mm^6 (F.2.6.1.2)
$\mathbf{D}$ = diámetro exterior de sección tubular circular, mm (F.2.14.1.4)
$\mathbf{D}$ = carga muerta debida al peso propio de la estructura y de los elementos permanentes sobre ésta (Título B)
$\mathbf{D}$ = factor que depende del tipo de rigidizadores transversales usados en una viga ensamblada de alma llena (F.2.17.4)
$\mathbf{E}$ = módulo de elasticidad del acero (200000 MPa) (F.2.5.2)
$\mathbf{E}$ = carga por sismo (Título B)
$\mathbf{E_c}$ = módulo de elasticidad del concreto, MPa (F.2.9.2.2)
$\mathbf{E_m}$ = módulo de elasticidad modificado, MPa (F.2.9.2.2)
$\mathbf{F_{BM}}$ = resistencia nominal del material base a ser soldado, MPa (F.2.10.2.4)
$\mathbf{F_{EXX}}$ = clasificación de la resistencia del metal de la soldadura, MPa (F.2.10.2.4)
$\mathbf{F_a}$ = resistencia axial de diseño, MPa (F.2.1.5.1)
$\mathbf{F_{bg}}$ = esfuerzo de flexión para miembros acartelados (F.2.16.3.4)

F_{cr} = esfuerzo crítico, MPa (F.2.5.2)
F_e = esfuerzo de pandeo elástico, MPa (F.2.15.1)
F_{ex} = esfuerzo de pandeo elástico con respecto al eje mayor, MPa (F.2.15.1)
F_{ey} = esfuerzo de pandeo elástico con respecto al eje menor, MPa (F.2.15.1)
F_{ez} = esfuerzo de pandeo torsional elástico, MPa (F.2.15.1)
F_{my} = esfuerzo de fluencia modificado para columnas compuestas, MPa (F.2.9.2.2)
F_n = resistencia cortante nominal de rotura, MPa (F.2.10.4)
F_r = esfuerzo residual de compresión en la aleta, MPa (F.2.6.1.2)
F_{sg} = esfuerzo para miembros acartelados (F.2.16.3.4)
F_u = resistencia a tensión mínima especificada del tipo de acero utilizado, MPa (F.2.4.1)
F_w = resistencia nominal del material del electrodo, MPa (F.2.10.2.4)
F_{wg} = esfuerzo para miembros acartelados (F.2.16.3.4)
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero usado, MPa. En estas especificaciones, "Esfuerzo de Fluencia" denota bien sea el mínimo punto de fluencia especificado para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia o la resistencia mínima de fluencia especificada para los aceros que no lo tienen, (F.2.9.2.2)
F_{yf} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la aleta, MPa (F.2.6.2.1)
F_{ym} = esfuerzo de fluencia obtenido de informes de ensayos de acería o de ensayos físicos, MPa
F_{yr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de varillas de refuerzo, MPa (F.2.9.2.2)
F_{ys} = esfuerzo de fluencia estático, MPa
F_{yst} = esfuerzo de fluencia especificado del material del rigidizador, MPa (F.2.17.4)
F_{yw} = esfuerzo de fluencia especificado del alma, MPa (F.2.6.1.2)
G = módulo cortante, MPa **(G=77000)** (F.2.6.1.2)
H = fuerza horizontal, N (F.2.3.1)
H_s = longitud del conector de cortante tipo espigo después de soldado, mm (F.2.9.3.5)
I = momento de inercia, mm^4
I_d = momento de inercia del tablero metálico apoyado en los miembros secundarios, mm^4 (F.2.11.2)
I_p = momento de inercia de los miembros principales, mm^4 (F.2.11.2)
I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, mm^4 (F.2.11.2)
I_{st} = momento de inercia de un atiesador transversal, mm^4 (F.2.17.4)
J = constante torsional para una sección, mm^4 (F.2.6.1.2)
K = coeficiente de longitud efectiva para un miembro prismático (F.2.3.2.2)
K_s = coeficiente de deslizamiento (F.2.10.3)
K_z = coeficiente de longitud efectiva para pandeo torsional (F.2.15.1)
K_g = coeficiente de longitud efectiva para un miembro acartelado (F.2.16.3.3)
l = longitud no arriostrada de un miembro, medida entre centros de los miembros de arriostramiento, mm (F.2.5.2)
L_e = distancia en la línea de la fuerza medida desde el centro de una perforación normal o agrandada o desde el centro del borde de una perforación alargada al borde de una parte conectada, mm (F.2.10.3.10)
L = carga viva debida a la ocupación (título B)
L_b = longitud no arriostrada lateralmente; longitud entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión o contra el giro de la sección transversal, mm (F.2.6.1.2)
L_c = longitud de conector de cortante tipo canal, mm (F.2.9.5.4)
L_p = límite de la longitud no arriostrada lateralmente para la total capacidad de giro de la articulación plástica, caso de momento uniforme **(C_b=1.0)**, mm (F.2.6.1.2)
L_p = espaciamiento de columnas en dirección de las vigas principales, m (F.2.11.2)
L_{pd} = límite de la longitud no arriostrada lateralmente, para análisis plástico, mm (F.2.6.1.1)
L_r = límite de la longitud no arriostrada lateralmente, para pandeo lateral-torsional inelástico, mm (F.2.6.1.2)
L_r = carga viva de cubierta (título B)
L_s = espaciamiento de las columnas perpendicular a la dirección de las vigas principales, m (F.2.11.2)
M_1 = momento más pequeño en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga columna, N-mm (F.2.6.1.2)
M_2 = momento más grande en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga columna, N-mm (F.2.6.1.2)
M_{cr} = momento de pandeo elástico, N-mm (F.2.6.1.2)
M_{lt} = resistencia requerida a la flexión de un elemento, debida al desplazamiento lateral del pórtico, N-mm (F.2.3.1)
M_n = resistencia nominal a la flexión, N-mm (F.2.6.1)

M'_{nx} = resistencia a la flexión para uso en ecuaciones alternas de interacción para fuerzas combinadas de flexión y carga axial, N-mm (F.2.18.1)

M'_{ny} = resistencia a la flexión para uso en ecuaciones alternas de interacción para fuerzas combinadas de flexión y carga axial, N-mm (F.2.18.1)

M_{nt} = resistencia requerida a la flexión de un miembro suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, N-mm (F.2.3.1)

M_p = momento plástico flector, N-mm (F.2.6.1.1)

M'_p = momento para uso en ecuaciones alternas de interacción para esfuerzos combinados de flexión y carga axial, N-mm (F.2.18.1)

M_r = momento límite de pandeo, M_{cr}, cuando $l=l_r$ y $C_b=1.0$, N-mm (F.2.6.1.2)

M_u = resistencia requerida a la flexión, N-mm (F.2.8.1.1)

N = longitud de apoyo, mm (F.2.11.1.3)

N_r = número de conectores de cortante tipo espigo en una nervadura en una intersección de viga (F.2.9.3.5)

P_e = resistencia al pandeo de Euler, N (F.2.3.1)

P_e = carga de pandeo elástico, N (F.2.9.4)

P_n = resistencia axial nominal (tensión o compresión), N (F.2.4.1)

P_p = carga de apoyo sobre el concreto, N (F.2.10.9)

P_u = resistencia axial requerida (tensión o compresión), N (F.2.8.1.1)

P_y = resistencia a la fluencia, N (F.2.2.5.1)

Q = coeficiente de reducción total para elementos esbeltos solicitados por compresión (F.2.14.1.4)

Q_a = coeficiente de reducción para elementos esbeltos rigidizados solicitados por compresión (F.2.14.1.4)

Q_n = resistencia nominal de un conector de cortante tipo espigo, N (F.2.9.5.2)

Q_s = coeficiente de reducción para elementos esbeltos no rigidizados solicitados por compresión (F.2.14.1.3)

R = carga nominal debida a hielo o aguas lluvias iniciales, exclusivamente de la contribución del empozamiento (título B)

R_{PG} = coeficiente de reducción para la resistencia a la flexión de vigas armadas de alma llena (F.2.17.2)

R_e = coeficiente de viga híbrida (F.2.16.1.1)

R_n = resistencia nominal (F.2.1.5.3)

R_v = resistencia a corte del alma, N (F.2.11.1.7)

S = módulo elástico de la sección, mm^3

S = espaciamiento de miembros secundarios, mm (F.2.11.2)

S = carga de granizo (título B)

S_x = módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor, mm^3 (F.2.6.1.2)

S'_x = módulo elástico de la sección del extremo más alto para miembros acartelados, con respecto a su eje mayor, mm^3 (F.2.16.2.4)

$(S_x)_{ef}$ = módulo efectivo de la sección con respecto a su eje mayor, mm^3 (F.2.16.1.1)

S_{xt} = módulo elástico de la sección referido a las aletas en tensión, mm^3 (F.2.17.2)

S_{xc} = módulo elástico de la sección referido a las aletas en compresión, mm^3 (F.2.17.2)

T = fuerza de tensión requerida, N (F.2.10.3.5)

T_b = carga de pretensionamiento especificada en perno de alta resistencia, N (F.2.10.3.5)

U = coeficiente de reducción, usado en el cálculo del área neta efectiva (F.2.2.3)

U_p = índice de esfuerzo por empozamiento para miembros primarios (F.2.19.1)

U_s = índice de esfuerzo por empozamiento para miembros secundarios (F.2.19.1)

V = fuerza cortante, N (F.2.10.10.2)

V_n = resistencia cortante nominal, N (F.2.6.2.2)

V_u = resistencia cortante requerida, N (F.2.17.4)

W = carga de viento (título B)

X_1 = coeficiente de pandeo de viga (F.2.6.1.3)

X_2 = coeficiente de pandeo de viga (F.2.6.1.3)

Z = módulo plástico de la sección, mm^3

a = distancia libre entre atiesadores transversales, mm (F.2.6.2.2)

a = distancia entre conectores en un miembro ensamblado, mm (F.2.6.4)

a = distancia más corta medida desde el borde de una perforación para pasador al borde del miembro, paralela a la dirección de la fuerza, mm (F.2.4.3)

a_r = cociente entre el área del alma y el área de la aleta a compresión (F.2.17.2)

b = ancho de elemento solicitado por compresión (tabla F.2-1)

b_e = ancho efectivo reducido para elementos esbeltos solicitados por compresión, mm (F.2.14.1.1.2)
b_{ef} = distancia efectiva al borde, mm (F.2.4.3)
b_f = ancho de la aleta mm (F.2.11.1.5)
c_1 = coeficiente numérico (F.2.9.2.2)
c_2 = coeficiente numérico (F.2.9.2.2)
c_3 = coeficiente numérico (F.2.9.2.2)
d = diámetro nominal del sujetador, mm (F.2.10.3.6)
d = altura total del elemento, mm (F.2.6.2.1)
d = diámetro del pasador, mm (F.2.4.3)
d = diámetro del rodillo, mm (F.2.10.8.2)
d_L = altura en el extremo mayor de un segmento acartelado no arriostrado, mm (F.2.16.2.1)
d_b = altura de una viga, mm
d_c = altura de una columna, mm (F.2.11.1.5)
d_h = diámetro de una perforación tamaño normal, mm (F.2.10.3.9)
d_o = altura en el extremo menor de un segmento acartelado no arriostrado, mm (F.2.16.2.1)
e = base de los logaritmos naturales = 2.71828
f = esfuerzo calculado de compresión en el elemento rigidizado, MPa (F.2.14.1.4)
f_a = esfuerzo calculado axial en una columna, MPa (F.2.1.5.1)
f_{b1} = esfuerzo más pequeño de flexión calculado en uno de los extremos de un segmento acartelado, MPa (F.2.16.2.4)
f_{b2} = esfuerzo más alto de flexión calculado en uno de los extremos de un segmento acartelado, MPa (F.2.16.2.4)
f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa (F.2.9.2.2)
f_o = esfuerzo debido a **1.2D+1.2R**, MPa (F.2.19.1)
f_{un} = esfuerzo normal requerido, MPa (F.2.8.2)
f_{uv} = esfuerzo cortante requerido, MPa (F.2.8.2)
f_v = esfuerzo cortante calculado en pernos o remaches MPa (F.2.10.3.4)
g = espaciamiento transversal centro a centro (gramil) entre líneas de gramiles de sujetadores, mm (F.2.2.2)
h = distancia libre entre las aletas menos filetes o radios de las esquinas en perfiles laminados y, para secciones ensambladas, distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o distancia libre entre aletas cuando se usen soldaduras, mm (F.2.2.5.1)
h_c = altura del alma supuesta para estabilidad, mm (F.2.2.5.1)
h_r = altura nominal de la nervadura, mm (F.2.9.3.5)
h_s = coeficiente usado para miembros acartelados (F.2.16.2.4)
h_w = coeficiente usado para miembros acartelados (F.2.16.2.4)
j = coeficiente definido para el mínimo momento de inercia de un atiesador transversal (F.2.6.3)
k = distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie en el alma del filete de transición, mm (F.2.11.1.3)
k_v = coeficiente de pandeo de la platina del alma (F.2.6.2.2)
l = mayor distancia no arriostrada a lo largo de cualquier aleta en el punto de aplicación de la carga, mm (F.2.11.1.5)
l = longitud de apoyo, mm (F.2.10.8.2)
m = cociente entre los esfuerzos de fluencia o los esfuerzos críticos del alma a la aleta, en vigas híbridas (F.2.17.2)
r = radio de giro que gobierna, mm (F.2.5.2)
r_i = mínimo radio de giro de un componente individual de un miembro ensamblado, mm (F.2.5.4)
r_T = radio de giro de la aleta a compresión más un tercio de la parte a compresión del alma, tomado con respecto a un eje en el plano del alma, mm (F.2.17.2)
r_{To} = radio de giro, r_T, para el extremo más pequeño en un miembro acartelado, mm (F.2.16.2.4)
r_m = radio de giro del perfil de acero, tubo circular o tubo rectangular en columnas compuestas. Para perfiles metálicos no debe ser menor que 0.3 veces el espesor total de la sección compuesta, mm (F.2.9.2)
$\bar{r}_o$ = radio polar de giro con respecto al centro de corte, mm (F.2.15.1)
r_{ox} = radio de giro con respecto al eje x en el extremo pequeño de un miembro acartelado, mm (F.2.16.2.3)
r_{oy} = radio de giro con respecto al eje y en el extremo pequeño de un miembro acartelado, mm (F.2.16.2.3)
r_x = radio de giro con respecto al eje x, mm (F.2.5.2)
r_y = radio de giro con respecto al eje y, mm (F.2.5.2)
s = Paso: distancia longitudinal centro a centro de dos huecos consecutivos, mm (F.2.2.2)
t = espesor de la parte conectada, mm (F.2.10.3.6)
t = espesor de la parte crítica, mm (F.2.10.3.9)

t_f = espesor de la aleta, mm (F.2.2.5.1)
t_f = espesor de la aleta de un perfil **C** utilizado como conector de cortante, mm (F.2.9.5.4)
t_w = espesor del alma de un perfil **C** utilizado como conector de cortante, mm (F.2.9.5.4)
t_w = espesor del alma, mm (F.2.6.2.1)
w = ancho de una placa; distancia entre soldaduras, mm (F.2.2.3)
w_c = peso unitario del concreto, kg/m^3 (F.2.9.2.2)
w_r = ancho promedio de la nervadura de concreto (F.2.9.3.5)
x = subíndice que relaciona un símbolo con la flexión con respecto al eje mayor
x_o = coordenada del centro de corte con respecto al centroide, mm (F.2.15.1)
y_o = coordenada del centro de corte con respecto al centroide, mm (F.2.15.1)
y = subíndice que relaciona un símbolo con la flexión con respecto al eje menor
z = distancia al extremo mas pequeño de un miembro acartelado, mm (F.2.16.2.1)
D_{oh} = desplazamiento lateral del piso en consideración, mm (F.2.8.1.1)
g = relación de alturas en miembros acartelados (F.2.16.2.1)
g = subíndice que hace referencia a un miembro acartelado (F.2.16.2.3)
z = exponente en la ecuación alterna de interacción para columnas-vigas (F.2.18.1)
h = exponente en la ecuación alterna de interacción para columnas-vigas (F.2.18.1)
l_c = parámetro de esbeltez de una columna (F.2.5.2)
l_e = parámetro de esbeltez equivalente (F.2.15.1)
l_{ef} = relación de esbeltez efectiva (F.2.16.2.3)
l_p = parámetro de esbeltez límite para que un elemento sea considerado compacto (F.2.2.5.1)
l_r = parámetro de esbeltez límite para que un elemento sea considerado no compacto (F.2.2.5.1)
m = coeficiente de fricción (F.2.10.10.2)
f = coeficiente de resistencia (F.2.1.5.3)
f_b = coeficiente de resistencia para flexión (F.2.6.1.2)
f_c = coeficiente de resistencia para compresión (F.2.5.2)
f_c = coeficiente de resistencia para columnas compuestas cargadas axialmente (F.2.9.2.2)
f_{sf} = coeficiente de resistencia para el corte en la trayectoria de falla (F.2.4.3)
f_t = coeficiente de resistencia para tensión (F.2.4.1)
f_v = coeficiente de resistencia para corte (F.2.6.2.2)

F.2.1 - GENERALIDADES

F.2.1.1 - ESTADOS LIMITES - Para el diseño de estructuras de acero con perfiles laminados se estudiarán como mínimo los estados límites último y de servicio.

Para evaluar las cargas últimas se utilizarán las combinaciones y coeficientes de mayoración estipuladas en B.2.5.

Para evaluar deflexiones en el estado límite de servicio se utilizarán las cargas y combinaciones prescritas en B.2.3.

F.2.1.2 - TIPOS DE CONSTRUCCION - Bajo las condiciones establecidas aquí, se permiten dos tipos básicos de construcción y condiciones asociadas de diseño, cada una de las cuales determina en una forma específica el tamaño de los miembros y el tipo y resistencia de sus conexiones. Ambos tipos deben cumplir con los requisitos de estabilidad de F.2.2.4.

El tipo **TR** (totalmente restringido), llamado comúnmente "pórtico rígido" o "pórtico continuo" en el cual se supone que las conexiones entre vigas y columnas tienen suficiente rigidez para mantener inalterables los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

El tipo **PR** (parcialmente restringido), en el cual las conexiones entre vigas principales y secundarias poseen una rigidez insuficiente para mantener inalterables los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

El diseño de todas las conexiones debe ser consistente con el tipo de construcción señalado en los planos de diseño.

En el método de diseño para estados límites se permite incondicionalmente la construcción tipo **TR**.

La construcción tipo **PR** se puede utilizar dependiendo de la garantía del grado de restricción previsto para las conexiones. Cuando se ignora la restricción de las conexiones, debe suponerse que bajo las cargas de gravedad o "entramado simple" los extremos de las vigas y viguetas se comportan como uniones a corte solamente y pueden rotar libremente. En construcciones con entramado simple se aplican los siguientes requisitos:

(a) Las conexiones y los miembros conectados deberán ser adecuados para resistir como vigas simplemente apoyadas las cargas mayoradas de gravedad.

(b) Las conexiones y los miembros conectados deberán ser adecuados para resistir las cargas mayoradas laterales.

(c) Las conexiones deberán tener suficiente capacidad de rotación inelástica para evitar sobre esfuerzos en los sujetadores o soldaduras bajo la acción combinada de cargas mayoradas de gravedad y laterales.

Cuando se utiliza en el diseño de conexiones restricción rotacional para obtener estabilidad de la estructura en conjunto, la capacidad de la conexión se determinará por medios analíticos o empíricos.

En las construcciones tipo **PR** se permiten algunas deformaciones inelásticas de una parte de la estructura, siempre que sean autolimitantes.

F.2.1.3 - MATERIALES

F.2.1.3.1 - *Acero estructural* - En estas especificaciones se acepta el uso de los materiales que cumplen con las siguientes normas:

NTC 248. Barras corrugadas laminadas en caliente (ASTM A615).

NTC 1920. Acero estructural. (ASTM A36).

NTC 3470. Tubería de acero soldada o sin costura, negra y recubierta de zinc por inmersión en caliente (ASTM A53 Grado B).

NTC 1950. Acero estructural de alta resistencia y de baja aleación (ASTM A242).

NTC 1986. Tubería estructural de acero al carbono, formada en frío, soldada o sin costura, de cualquier configuración (ASTM A500).

NTC 2374. Tubería estructural de acero al carbono, formada en caliente, soldada o sin costura (ASTM A501).

NTC 3347. Láminas y platinas de acero al carbono laminadas en caliente, de calidad estructural (ASTM A570 Grados 40, 45 y 50).

NTC 1985. Acero de alta resistencia, de baja aleación colombio-vanadio de calidad estructural (ASTM A572).

NTC 2012. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación con punto de fluencia mínimo de 345 MPa, hasta 100 mm de espesor (ASTM A588).

NTC 4001. Tubería estructural de alta resistencia y baja aleación, formada en caliente con o sin costura (ASTM A618).

NTC 4005. Acero estructural para puentes (ASTM A709).

NTC 4007. Especificaciones para el acero al carbono-manganeso de alta resistencia y calidad estructural (ASTM A529).

NTC 4009. Láminas y flejes de acero, laminados en frío y en caliente, de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mejorada a la corrosión (ASTM A606).

NTC 4012. Plancha de acero estructural de baja aleación, templada y revenida con límite de fluencia mínimo de 485 MPa (70ksi) y espesores hasta de 100 mm (4 pulgadas) (ASTM A852).

NTC 4014. Planchas de acero aleado, templadas y revenidas, de alta resistencia a la fluencia y aptas para ser soldadas (ASTM A514).

NTC 4016. Láminas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, al culombio o vanadio, o ambos, laminados en caliente y en frío (ASTM A607).

Se puede considerar como prueba suficiente del cumplimiento de las anteriores normas, el informe certificado que en tal sentido extienda la acería, de acuerdo con sus ensayos, o de los ensayos que realice el fabricante o un laboratorio reconocido, de acuerdo con los requisitos de las normas ASTM A6 o NTC 7 (ASTM A568), según sea aplicable. Si se le solicita, el fabricante deberá proporcionar una certificación en que conste que el acero estructural del suministro cumple los requisitos del grado especificado.

Puede utilizarse acero sin identificar, si su aspecto superficial es aceptable según los criterios de la norma ASTM A6, en la fabricación de partes o detalles de menor importancia, siempre y cuando que las propiedades físicas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

En caso de utilizar el acero conocido como de "calidad comercial", la resistencia, en términos del límite de fluencia no debe suponerse mayor de 225 MPa, y a su vez la resistencia última no mayor de 360 MPa, a menos que mediante ensayos se pueda demostrar una resistencia mayor.

F.2.1.3.2 - *Perfiles pesados* - No se requiere especificar la tenacidad del material en empalmes empernados de perfiles laminados ASTM A6, grupos 4 y 5 cuando estos miembros se utilizan para resistir esfuerzos principales de tensión debidos a tensión o flexión.

Si tales miembros se conectan utilizando soldaduras de penetración total, los documentos contractuales deben especificar que el acero sea suministrado con la prueba Charpy con ranura en V de acuerdo con la norma ASTM A6, Requisito Suplementario S5. Esta prueba de impacto debe satisfacer un valor promedio mínimo de 27 N-m de energía absorbida **a+20°C** y debe conducirse de acuerdo con la norma NTC 4008 (ASTM A673) con las siguientes excepciones:

(a) El eje central longitudinal de las muestras debe localizarse dentro de lo posible equidistante entre la superficie interior de la aleta y el centro del espesor de ésta en la intersección con el grosor del alma.

(b) El productor debe conducir las pruebas en material seleccionado de un sitio representativo de la parte superior de cada lingote o en parte de un lingote utilizado para producir los perfiles representados por estas pruebas.

No se requiere especificar la tenacidad del material en platinas con espesores superiores a **50 mm** que hacen parte de miembros fabricados con empalmes empernados y sometidos a esfuerzos principales de tensión debidos a tracción o flexión. Si tales miembros están unidos por medio de soldaduras de penetración total, los documentos contractuales deben especificar el suministro del acero con pruebas Charpy con ranura en V de acuerdo con la norma ASTM A6, Requisito Suplementario S5.

La prueba de impacto será conducida por el productor de acuerdo con la norma NTC 4008 (ASTM A673), Frecuencia **P**, y debe satisfacer un valor promedio mínimo de 27 N-m de energía absorbida a **+20°C**.

Estos requisitos suplementarios de tenacidad también deben considerarse en uniones soldadas de penetración total, de perfiles de acero ASTM A6, grupos 4 y 5, laminados o fabricados, con espesores superiores a 50 mm, utilizadas en conexiones sometidas a esfuerzos principales de tensión, bien sea por tensión directa o por flexión de dichos miembros. No es necesario aplicar tales requisitos a los perfiles mencionados cuando a ellos se

conectan miembros diferentes a los acá señalados, por medio de soldaduras aplicadas a la cara del material más pesado que penetran todo el espesor del material más delgado.

En F.3.16.1.7, F.3.16.1.8, F.3.16.2.6, F.3.16.2.7 y F.3.18.2.2 se dan requisitos adicionales para uniones en miembros de perfiles laminados pesados y fabricados.

F.2.1.3.3 - *Fundiciones y piezas forjadas de acero* - El acero fundido deberá cumplir con una de las siguientes especificaciones o normas:

NTC 4003. Fundiciones de acero al carbono para aplicaciones en general (ASTM A27 Grado 65-35).

NTC 1137. Fundiciones de acero de alta resistencia para usos estructurales (ASTM A148 Grado 80-50)

Las piezas forjadas deberán ajustarse a la norma:

NTC 4038. Fundiciones ferrosas. Piezas forjadas de acero al carbono aleado, para usos industriales en general (ASTM A668).

Se aceptarán los informes certificados de ensayo como prueba del cumplimiento de la norma

F.2.1.3.4 - *Pernos, arandelas y tuercas* - Los pernos de acero deberán cumplir con una de las siguientes normas:

NTC 858. Tornillos, pernos y partes similares roscadas. Requisitos generales (ASTM A449).

NTC 4028. Pernos de acero de alta resistencia, clase 10.9 y 10.9.3 para juntas de acero estructural (ASTM A490).

NTC 4034. Elementos de fijación . Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono con 410 MPa (60000 psi) de resistencia a la tensión (ASTM A307).

ASTM A194. Tuercas de acero al carbono y aleado para pernos que trabajen en condiciones de servicio con alta presión y alta temperatura.

ASTM A325. Pernos estructurales de acero, tratados térmicamente, con resistencia mínima a la tensión de 825 o 725 MPa.

ASTM A563. Tuercas de acero al carbono y de aleación.

ASTM F436. Arandelas de acero templado.

Se usarán pernos NTC 858 (ASTM A449) solamente en conexiones que requieran pernos de diámetros superiores a 38 mm; no deberán usarse en conexiones de deslizamiento crítico.

Se aceptará la certificación del fabricante como prueba del cumplimiento con estas normas.

F.2.1.3.5 - *Pernos de anclaje y varillas roscadas* - Los pernos de anclaje y las varillas roscadas deberán cumplir con una de las siguientes normas:

NTC 1920. Acero estructural (ASTM A36).

NCT 1985. Aceros de calidad estructural y alta resistencia con baja aleación de colombio y vanadio. (ASTM A572).

NTC 2012. Acero estructural de alta resistencia y de baja aleación con punto de fluencia mínimo de 345 MPa hasta 100 mm de espesor. (ASTM A588).

ASTM A193. Materiales de acero aleado y de acero inoxidable para pernos en condiciones de servicio de alta temperatura.

ASTM A354. Pernos, espigos y otros sujetadores roscados externamente, de acero aleado, templado y revenido.

ASTM A687. Pernos y espigos, sin cabeza, de acero de alta resistencia

Las roscas de los pernos y varillas deberán cumplir con las especificaciones detalladas en las "Series Estándares Unificadas" de la última edición de la norma ANSI B18.1. Las tolerancias serán de clase 2A.

Pueden utilizarse como pernos de anclaje los pernos de acero que cumplen con otras disposiciones de F.2.1.3. El material NTC 858 (ASTM A449) es aceptable para pernos de anclaje y varillas roscadas de alta resistencia de cualquier diámetro.

Se aceptará la certificación del fabricante como prueba del cumplimiento con las normas.

F.2.1.3.6 - *Metal de aporte y fundente para soldadura* - Los electrodos y fundentes para soldadura deberán cumplir con una de las siguientes normas del Código correspondiente de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society).

NTC 2191. Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco metálico protegido (AWS A5.1).

NTC 2253. Especificaciones para electrodos de acero al carbono de baja aleación para soldadura de arco (AWS A5.5).

NTC 3570. Especificaciones para metales de aporte de acero de baja aleación para soldadura de arco con protección de gas. *(AWS A5.28).*

NTC 3623. Especificaciones para electrodos de acero de baja aleación y fundentes para soldadura de arco sumergido. (AWS A5.23).

NTC 2632. Especificaciones para metales de aporte de acero al carbono para soldadura de arco con protección de gas. (AWS A5.18).

NTC 2677. Especificaciones para electrodos de acero al carbono y fundentes para soldadura de arco sumergido (AWS A5.17).

AWS A5.20. Especificaciones para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con fundente en el núcleo.

AWS A5.29. Especificaciones para electrodos de acero de baja aleación para soldadura de arco con fundente en el núcleo

Se aceptará la certificación del fabricante como prueba del cumplimiento con las normas. Los electrodos y metales de aporte seleccionados deben ser los apropiados para la aplicación prevista. La tenacidad del material de soldadura por lo general no es crítica en la construcción de edificios.

F.2.1.3.7 - *Conectores de corte tipo espigo* - Los conectores de espigo de acero para transmitir esfuerzos de corte deberán cumplir con los requisitos de la norma AWS D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura.

Se aceptará la certificación del fabricante como prueba del cumplimiento con el Código.

F.2.1.3.8 - *Remaches* - Los remaches de acero deben cumplir con la norma:

NTC 4033. Remaches de acero estructural (ASTM A502)

Se acepta el certificado del productor como evidencia suficiente de cumplimiento con la norma.

F.2.1.4 - CARGAS

F.2.1.4.1 - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero se diseñarán para las cargas estipuladas en el Título B de estas normas.

F.2.1.5 - BASES DE DISEÑO

F.2.1.5.1 - ***Resistencia requerida a cargas mayoradas*** - La resistencia requerida en el diseño de miembros estructurales y sus conexiones se determinará mediante análisis estructural para las combinaciones apropiadas de cargas mayoradas estipuladas en B.2.5.

En el diseño se permite tanto el análisis elástico como el análisis plástico, pero este último solamente para aceros con esfuerzos de fluencia inferiores a 450 MPa y sujeto a los requisitos de F.2.2.5.2, F.2.3.2, F.2.5.1.2, F.2.6.1.2, F.2.8.1 y F.2.9.1.

Con excepción de las vigas híbridas y los elementos de acero NTC 4014 (ASTM A514), las vigas principales y secundarias compuestas por secciones compactas (incluyendo los miembros diseñados como sección compuesta), que cumplan con los requisitos anteriores, que sean continuas sobre los apoyos o que están rígidamente conectadas a las columnas por medio de remaches, pernos de alta resistencia o soldadura, pueden diseñarse para 9/10 de los máximos momentos negativos producidos por las cargas de gravedad en los puntos de apoyo, siempre y cuando que el máximo momento positivo se incremente en 1/10 del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplica a los momentos producidos por cargas en elementos en voladizo.

Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción del 1/10 puede utilizarse en el diseño de la columna para una carga combinada axial y de flexión, siempre y cuando que el esfuerzo, f_a, producido por cualquier carga axial inducida en el miembro, no exceda de f_c multiplicado por $0.15A_gF_y$, en donde:

A_g = área total, mm²

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa

f_c = coeficiente de resistencia para compresión

F.2.1.5.2 - ***Estados límites*** **-** El diseño para estados límites es un método para diseñar las estructuras de tal forma que no se exceda ningún estado límite aplicable cuando la estructura está sujeta a todas las combinaciones apropiadas de cargas mayoradas.

Los estados límites de resistencia última se relacionan con la seguridad y se ocupan de la capacidad para soportar las cargas máximas.

Los estados límites de servicio se relacionan con el funcionamiento bajo condiciones normales de servicio. El término "resistencia" incluye los dos estados: de resistencia última y de servicio.

F.2.1.5.3 - ***Diseño por resistencia última*** - La resistencia de diseño de cada componente estructural debe igualar o exceder la resistencia requerida basada en cargas mayoradas nominales. La resistencia de diseño **"fR_n"** se calcula para cada estado límite aplicable multiplicando la resistencia nominal **"R_n"** por un coeficiente de resistencia **"f"**. La resistencia requerida se determina para cada combinación de carga aplicable como se estipula en F.2.1.4.

La resistencia nominal **"R_n"** y los coeficientes de resistencia **"f"** se encuentran en las secciones pertinentes. En F.2.11 se dan otras consideraciones adicionales de resistencia.

F.2.1.5.4 - *Diseño para condiciones de servicio y otras consideraciones* - Toda la estructura y los elementos individuales, las conexiones y los conectores deben ser comprobados para las condiciones de servicio. Las disposiciones correspondientes se presentan en F.2.12.

F.2.1.6. - REFERENCIAS

F.2.1.6.1 - *Normas y códigos de referencia* - En la presente norma se hace referencia a las siguientes normas:

Normas NTC promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC:

NTC 174 (ASTM C33)	*NTC 858 (ASTM A449)*	*NTC 1137 (ASTM A148)*
NTC 1920 (ASTM A36)	*NTC 1950 ASTM A242)*	*NTC 1985 (ASTM A572)*
NTC 1986 (ASTM A500)	*NTC 2012 (ASTM A588)*	*NTC 2191 (AWS A5.1)*
NTC 2253 (AWS A5.5)	*NTC 2374 (ASTM A501)*	*NTC 2632 (AWS A5.18)*
NTC 2677 (AWS A5.17)	*NTC 3347 (ASTM A570)*	*NTC 3470 (ASTM A53)*
NTC 3570 (AWS A5.28)	*NTC 3623 (AWS A5.23)*	*NTC 4001 (ASTM A618)*
NTC 4003 (ASTM A27)	*NTC 4005 (ASTM A709)*	*NTC 4007 (ASTM A529)*
NTC 4009 (ASTM A606)	*NTC 4012 (ASTM A852)*	*NTC 4014 (ASTM A514)*
NTC 4016 (ASTM A607)	*NTC 4028 (ASTM A490)*	*NTC 4033 (ASTM A502)*
NTC 4034 (ASTM A307)	*NTC 4038 (ASTM A668)*	*NTC 4045 (ASTM C330)*

American National Standards Institute (Instituto Americano de Normas) ANSI B18.1-72

American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), ASCE 7-95

American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales):

ASTM A6	*ASTM A27 (NTC 4003)*	*ASTM A36 (NTC 1920)*
ASTM A53 (NTC 3470)	*ASTM A148 (NTC 1137)*	*ASTM A193*
ASTM A194	*ASTM A242 (NTC 1950)*	*ASTM A307 (NTC 4034)*
ASTM A325	*ASTM A354*	*ASTM A449 (NTC 858)*
ASTM A490 (NTC 4028)	*ASTM A500 (NTC 1986)*	*ASTM A501 (NTC 2374)*
ASTM A502 (NTC 4033)	*ASTM A514 (NTC 4014)*	*ASTM A529 (NTC 4007)*
ASTM A563	*ASTM A570 (NTC 3347)*	*ASTM A572 (NTC 1985)*
ASTM A588 (NTC 2012)	*ASTM A606 (NTC 4009)*	*ASTM A607 (NTC 4016)*
ASTM A618 (NTC 4001)	*ASTM A668 (NTC 4038)*	*ASTM A687*
ASTM A709 (NTC 4005)	*ASTM A852 (NTC 4012)*	*ASTM C33 (NTC 174)*
ASTM C330 (NTC 4045)	*ASTM F436*	

American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura):

AWS D1.1	*AWS A5.1 (NTC 2191)*	*AWS A5.5 (NTC 2253)*
AWS A5.17 (NTC 2677)	*AWS A5.18 (NTC 2632)*	*AWS A5.20*
AWS A5.23 (NTC 3623)	*AWS A5.28 (NTC 3570)*	*AWS A5.29*

Research Council on Structural Connections (Consejo de investigación de conexiones estructurales) "Especificaciones para uniones estructurales mediante el uso de pernos ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490), 1988".

American Iron and Steel Institute (Instituto Americano del Hierro y el Acero) "Especificaciones para el diseño por coeficiente de carga y de resistencia, de miembros de acero formados en frío", 1991.

American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Construcción en Acero):

"Código de práctica estándar para puentes y edificios de acero", 1992.

"Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural", 1992.

"Especificación para el diseño por coeficientes de carga y de resistencia de miembros de un solo ángulo", 1993.

F.2.1.7 - DOCUMENTOS DE DISEÑO

F.2.1.7.1 - *Planos* - En los planos de diseño se mostrarán los detalles completos con sus dimensiones, cortes y localización relativa de los distintos miembros. Se acotarán los niveles de los pisos, los ejes de las columnas y los desplazamientos de sus ejes. Los planos se dibujarán a una escala que permita apreciar claramente la información.

Los documentos de diseño deberán indicar el tipo o tipos de construcción descritos en F.2.1.2 e incluirán las cargas nominales y las resistencias de diseño si se requieren en la preparación de los planos de taller.

Cuando se utilicen en las uniones pernos de alta resistencia, los planos de diseño deberán indicar el tipo de conexión, aplastamiento con apriete normal (aplastamiento con tensionamiento total, tensión directa o deslizamiento crítico).

Si se requiere dar contraflecha en cerchas, vigas o viguetas, deberá consignarse el detalle correspondiente en los planos de diseño. Además deberán indicarse en los planos los requisitos para el uso de atiesadores y riostras.

F.2.1.7.2 - *Símbolos y nomenclatura estándares* - Los símbolos de soldadura utilizados en los planos de diseño y los planos de taller deben ser preferiblemente los símbolos incluidos en el Código de Soldadura para Estructuras Metálicas de Fedestructuras. Podrán, sin embargo, utilizarse otros símbolos adecuados de soldadura siempre y cuando que se incluya en los planos una explicación completa de su uso.

F.2.1.7.3 - *Indicaciones para soldadura* - En los planos de diseño y de taller deben indicarse por medio de notas aquellas uniones o grupos de uniones en las cuales debe seguirse una secuencia y una técnica determinada de soldadura para minimizar las distorsiones.

Las longitudes de soldadura señaladas en los planos de diseño y en los planos de taller serán longitudes netas efectivas.

F.2.2 - REQUISITOS DE DISEÑO

Este numeral contiene las disposiciones que son comunes a este capítulo en general.

F.2.2.1 - AREA TOTAL - El área total o área bruta **"A_g"** de un miembro en cualquier punto es la suma de los productos de los espesores por el ancho total de cada elemento medida perpendicularmente al eje del miembro.

En el caso de ángulos, el ancho total es la suma de los lados del ángulo menos el espesor.

F.2.2.2 - AREA NETA - El área neta **"A_n"** de un miembro es la suma de los productos de los espesores por el ancho neto de cada elemento, calculada como sigue.

Al calcular el área neta de los elementos solicitados por tensión y corte, el ancho de una perforación para pernos se tomará 2 mm más grande que el tamaño nominal de la perforación.

Para cadenas de huecos que se extiendan a través de un elemento en sentido diagonal o en zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho total la suma de los diámetros de todas las perforaciones circulares o alargadas, según se estipula en F.2.10.3.2, en la cadena y sumando por cada gramil la cantidad $s^2/4g$.

En donde:

s = paso. Distancia longitudinal centro a centro de dos huecos consecutivos, mm.
g = gramil. Distancia transversal centro a centro entre las hileras de sujetadores, mm.

Para ángulos, la separación de los huecos en las alas opuestas será la suma de las distancias medidas desde la arista menos el espesor.

El área crítica neta "A_n" del elemento se obtiene de la cadena que presenta el menor ancho neto.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, el metal de aporte de la soldadura no se considera parte del área neta.

F.2.2.3 - AREA NETA EFECTIVA PARA MIEMBROS EN TENSION - El área neta efectiva para miembros en tensión se determinará así:

1. Cuando la carga se transmite directamente a todos y cada uno de los elementos transversales por medio de sujetadores o soldaduras, el área neta efectiva, A_e, es igual al área neta, A_n.

2. Cuando la carga se transmite por medio de pernos o remaches a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del perfil, el área neta efectiva, A_e, se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_e = UA_n \qquad \textbf{(F.2-1)}$$

3. Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del perfil, el área neta, A_e, se calcula con:

$$A_e = AU \qquad \textbf{(F.2-2)}$$

En donde:

A = área según se define más adelante
A_n = área neta del perfil, mm^2
U = coeficiente de reducción
= $1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$ o como se define en los literales (b) o (c) de este numeral. **(F.2-3)**
$\bar{x}$ = excentricidad de la conexión, mm
L = longitud de la conexión en la dirección de la carga, mm

Se pueden utilizar valores mayores de U siempre y cuando estén justificados por ensayos u otros criterios razonables.

a) Cuando la carga a tensión se transmite únicamente mediante soldaduras longitudinales a cualquier miembro que no sea una platina o mediante la combinación de soldaduras longitudinales y transversales:

$A = A_g$, área total del miembro, mm²

b) Cuando la carga a tensión se transmite únicamente mediante soldaduras transversales:

A =área de los elementos conectados directamente, mm²
U = 1.0

c) Cuando la carga a tensión se transmite a una platina por medio de soldaduras longitudinales a lo largo de ambos bordes en los extremos de la misma, la longitud de la soldadura no debe ser inferior al ancho de la platina y:

A =área de la platina, mm²

cuando $\ell \geq 2w$ ..... $U = 1.0$
cuando $2w > \ell \geq 1.5w$ ..... $U = 0.87$
cuando $1.5w > \ell \geq w$ ..... $U = 0.75$

en donde:

ℓ = longitud de la soldadura, mm
w = ancho de la platina (distancia entre soldaduras), mm

El área efectiva de los elementos de conexión se estipula en F.2.10.5.2.

F.2.2.4 - ESTABILIDAD - Se debe proporcionar estabilidad general a la estructura en conjunto así como a cada elemento solicitado por compresión.
Se deben considerar en el diseño los efectos significativos de carga que resulten por la deformación de la estructura o de los elementos individuales.

F.2.2.5 - PANDEO LOCAL

F.2.2.5.1 - *Clasificación de los perfiles de acero* - Los perfiles de acero se clasifican como perfiles compactos, perfiles no compactos y perfiles con elementos esbeltos. Para que un perfil se considere compacto, las aletas deben estar conectadas continuamente al alma y la relación ancho-espesor de los elementos a compresión no debe exceder los valores límite **"l_p"** de la tabla F.2-1. Si la relación ancho-espesor de uno o más elementos a compresión excede el valor **"l_p"** pero no el valor **"l_r"**, el perfil es no compacto, y si la relación ancho-espesor excede el valor **"l_r"** de la tabla, el elemento se clasifica como elemento a compresión esbelto.
Para elementos no atiesados soportados solamente en un borde, paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión, el ancho se tomará así:

(a) Para aletas de perfiles doble **T**, y tes, el ancho **"b"** será igual a la mitad del ancho nominal.
(b) Para alas de ángulos y aletas de canales y perfiles **Z**, el ancho **"b"** es igual al ancho nominal.
(c) Para platinas, el ancho **"b"** es igual a la distancia del extremo libre a la primera hilera de sujetadores o línea de soldadura.
(d) Para almas de tes, **"d"** se tomará como la altura nominal.

Para elementos atiesados, o sea aquellos soportados a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se tomará así:

(a) Para almas de secciones laminadas y secciones formadas, **"h"** es la distancia libre entre aletas menos la transición o radio de la esquina en cada aleta; **"h_c"** es dos veces la distancia entre el eje centroidal y la cara interior de la aleta en compresión menos la transición o radio esquinero.
(b) Para almas de secciones ensambladas **"h"** es la distancia entre hileras adyacentes de sujetadores o la distancia libre entre aletas cuando se utilizan soldaduras, y **"h_c"** es dos veces la distancia entre el eje neutro y la hilera más próxima de sujetadores de la aleta en compresión o dos veces la distancia entre el eje neutro y la cara interior de la aleta en compresión si se utilizan soldaduras.

Tabla F.2-1
Valores límites de la relación ancho-espesor para elementos a compresión

	Descripción del elemento	Relación ancho-Espesor	Valores límites	
			λ_p (Compacto)	λ_r (No compacto)
ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS	Aletas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b/t	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$ (c)	$\frac{370}{\sqrt{F_y - 70}}$
	Aletas de vigas híbridas en forma de I o vigas soldadas solicitadas por flexión	b/t	$\frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$	$\frac{425}{\sqrt{(F_{yf} - 115)/k_c}}$ (f)
	Aletas salientes de miembros fabricados solicitados a compresión	b/t	NA	$\frac{285}{\sqrt{F_y/k_c}}$ (f)
	Aletas salientes de pares de ángulos en contacto contínuo, aletas de canales solicitadas por compresión axial; ángulos y platinas salientes de vigas o miembros a compresión	b/t	NA	$\frac{250}{\sqrt{F_y}}$
	Aletas de ángulos sencillos a compresión; aletas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es con soporte lateral a lo largo de un borde.	b/t	NA	$\frac{200}{\sqrt{F_y}}$
	Almas de tees	d/t	NA	$\frac{335}{\sqrt{F_y}}$
ELEMENTOS RIGIDIZADOS	Aletas de secciones tipo cajón cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; platabandas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$\frac{500}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{F_y}}$
	Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (b)	b/t	NA	$\frac{830}{\sqrt{F_y}}$
	Almas solicitadas a compresión por flexión (a)	h/t_w	$\frac{1700}{\sqrt{F_y}}$ (c)	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$ (g)
	Almas solicitadas por compresión axial y flexión	h/t_w	Para $P_u/f_bP_y \le 0.125$ (c): $\frac{1680}{\sqrt{F_y}}\left(1 - \frac{2.75P_u}{f_bP_y}\right)$ Para $P_u/f_bP_y > 0.125$ (c): $\frac{500}{\sqrt{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{f_bP_y}\right) \ge \frac{665}{\sqrt{F_y}}$	(g) $\frac{2550}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 0.74\frac{P_u}{f_bP_y}\right)$
	Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b/t h/t_w	NA	$\frac{665}{\sqrt{F_y}}$

Secciones circulares huecas solicitadas por compresión axial	D/t	(d) NA	$22000/F_y$
Por flexión		$\frac{14000}{F_y}$	$62000/F_y$

Notas:

(a) Para vigas híbridas se utilizará la resistencia a la fluencia de la aleta, F_{yf}, en lugar de F_y.

(b) Se supone que el área neta de la platabanda está en la perforación más grande.

(c) Se supone una capacidad de rotación inelástica de 3. Para estructuras en zonas de alto riesgo sísmico, se puede requerir una mayor capacidad de rotación.

(d) Para diseño plástico utilizar $8960/F_y$.

(e) F_r = esfuerzo residual de compresión en las aletas.
= **70** MPa para perfiles laminados
= **115** MPa para perfiles soldados

(f) $k_c = \left(4/\sqrt{h/t_w}\right)$ pero sin salirse de los siguientes límites: $0.35 \leq k_c \leq 0.763$.

(g) Para miembros con aletas desiguales, véase F.2.14.1. F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero utilizado.

(c) Para platabandas o platinas de diafragma en secciones ensambladas, el ancho **"b"** es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o entre líneas de soldaduras.

(d) Para aletas de secciones estructurales huecas rectangulares, el ancho **"b"** es la distancia libre entre almas menos el radio interior de la esquina en cada lado. Si este radio no se conoce, el ancho puede tomarse como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor.

Para aletas acarteladas de secciones laminadas, el espesor es el valor nominal equidistante entre el borde libre y la cara correspondiente del alma.

F.2.2.5.2 - *Diseño con análisis plástico* - Se permite el análisis plástico siempre y cuando las aletas solicitadas por compresión que involucren rotación de articulaciones y todas as almas tengan una relación ancho- espesor menor o igual al valor límite **"l_p"** de la tabla F.2-1. Para secciones circulares huecas véase la nota **"d"** de la tabla mencionada.

El análisis plástico está sujeto a las limitaciones prescritas en F.2.1.5.1.

F.2.2.5.3 - *Elementos esbeltos a compresión* - Para el diseño a flexión de perfiles en **I**, canales y secciones rectangulares o circulares con elementos esbeltos solicitados por compresión, véase F.2.16.1. Para otros perfiles solicitados por flexión o miembros solicitados por compresión axial que tengan elementos esbeltos a compresión véase F.2.14.1.1. Para vigas ensambladas con elementos esbeltos en el alma, véase F.2.17.

F.2.2.6 - ARRIOSTRAMIENTO EN LOS APOYOS - En los puntos de apoyo de vigas secundarias, vigas principales y de cerchas se debe proporcionar un sistema de fijación para restringir la rotación con respecto a su eje longitudinal a menos que la restricción a la rotación se provea de otra manera.

F.2.2.7 - LIMITES MAXIMOS DE LA RELACION DE ESBELTEZ - Para los miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, la relación de esbeltez, **KL/r**, preferiblemente no debe exceder de 200. La relación de esbeltez, **KL/r** de los miembros solicitados por tensión, exceptuando las varillas, no debe exceder de 300. Los miembros cuyo diseño está gobernado por tensión, pero que pueden estar solicitados a compresión con otras condiciones de carga no requieren satisfacer el límite de esbeltez de compresión.

F.2.2.8 - LUCES SIMPLES - Las vigas principales y secundarias y las cerchas diseñadas como luces simples tendrán una longitud efectiva igual a la distancia existente entre los centroides de los miembros en que se apoyan.

F.2.2.9 - RESTRICCION EN LOS EXTREMOS - Cuando las vigas y cerchas se diseñan suponiendo restricción parcial o total en los extremos, por estar en voladizo o formar parte de un sistema continuo o semicontinuo, tanto ellas como los miembros a donde se conectan deben poder resistir las fuerzas y momentos mayorados, debidos a dicha acción, y las demás fuerzas mayoradas a que se vean sometidas, sin exceder las resistencias de diseño prescritas en F.2.4 a F.2.11, excepto que se permite algo de deformación inelástica, pero autolimitante, de una parte de la conexión.

F.2.2.10 - DISEÑO DE VIGAS - Las vigas laminadas o fabricadas y las dotadas de platabandas se diseñarán, en general, con base en el momento de inercia de la sección total. No se deducirán las áreas de los agujeros, para pernos y remaches, en ninguna de las aletas, siempre y cuando:

$$0.75F_u A_{fn} \geq 0.9F_y A_{fg} \qquad \textbf{(F.2-4)}$$

en donde A_{fg} es el área total de las aletas y A_{fn} su área neta, calculada con base en las provisiones de F.2.2.1 y F.2.2.2 y F_u es la resistencia mínima a tensión especificada. Si

$$0.75F_u A_{fn} < 0.9F_y A_{fg} \qquad \textbf{(F.2-5)}$$

las propiedades a flexión del miembro se calcularán con base en la siguiente área efectiva a tensión de las aletas, A_{fe}:

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y} A_{fn} \qquad \textbf{(F.2-6)}$$

Las vigas híbridas pueden diseñarse con base en el momento de inercia de su sección total, siguiendo las provisiones de F.2.17, siempre y cuando no tengan que resistir una fuerza axial mayor que f_b multiplicado por $0.15F_{yf}A_g$, en donde F_{yf} es el esfuerzo de fluencia especificado de la aleta y A_g su área total. No se pone límite a los esfuerzos producidos en el alma por el momento aplicado con que se diseña la viga, excepto lo previsto en F.2.11.3 y F.2.20.2. Para calificar como vigas híbridas las aletas en cualquier sección deben tener la misma área y estar hechas de la misma clase de acero.

Las aletas de las vigas soldadas pueden variar en ancho o espesor o tener platabandas.

El área total de la sección transversal de las platabandas de las vigas empernadas o remachadas, no deberá exceder el 70 por ciento del área total de la aleta. Los pernos de alta resistencia, los remaches o las soldaduras que conectan la aleta al alma o la platabanda a la aleta, se diseñarán para resistir el corte horizontal total que resulta de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos, remaches o soldaduras intermitentes, se hará proporcionalmente a la intensidad del corte sin que su espaciamiento en dicho sentido exceda el máximo permitido, para miembros a compresión o tensión, en F.2.5.4 o F.2.4.2, respectivamente. Los pernos, remaches o soldaduras que conectan la aleta al alma se diseñarán para que puedan transmitir a ésta cualquier carga aplicada directamente a la aleta, a menos que se tomen provisiones para transmitirla por apoyo directo.

Las platabandas de longitud parcial se extenderán más allá del punto en donde teóricamente no se necesitan; la porción extendida se conectará a la viga con pernos de alta resistencia en una conexión de deslizamiento crítico, con remaches o con soldaduras de filete. La conexión deberá servir, con la resistencia de diseño aplicable estipulada en F.2.10.2.2, F.2.10.3.8 o F.2.11.3, para desarrollar la porción de resistencia a flexión que le corresponde a la platabanda, en el punto teórico de suspensión.

En platabandas soldadas, las soldaduras que conectan el final de la platabanda a la viga, en la longitud $a_{¢}$, definida más adelante, deberán poder desarrollar, con la resistencia de diseño aplicable, la porción de la resistencia de diseño de la viga que corresponde a la platabanda, a la distancia $a_{¢}$ medida desde su terminación. Esta longitud $a_{¢}$ deberá ser:

(a) Una distancia igual al ancho de la platabanda cuando hay una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño igual a o mayor que tres cuartos de su espesor, y soldaduras continuas a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud $a_{¢}$.

(b) Una distancia igual a una vez y media el ancho de la platabanda cuando hay una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño menor que tres cuartos de su espesor, y soldaduras continuas a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud $a_{¢}$.

(c) Una distancia igual a dos veces el ancho de la platabanda cuando no hay soldadura transversal en el extremo de la placa sino sólo soldaduras continuas, a lo largo de sus dos bordes longitudinales, en la distancia $a_{¢}$.

F.2.3 - PORTICOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

Este numeral específica los requisitos generales de estabilidad de la estructura en conjunto.

F.2.3.1 - EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN - Deben considerarse los efectos de segundo orden **(P-D)** en el diseño de pórticos. En estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la resistencia a flexión requerida, M_u, se determinará mediante un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos de F.2.3.2. En estructuras diseñadas con base en análisis elástico, el M_u de columnas-vigas, conexiones y miembros conectados, se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o, en su lugar, el siguiente procedimiento aproximado:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad \textbf{(F.2-7)}$$

en donde:

M_{nt} = resistencia requerida a la flexión en el miembro suponiendo que no hay traslación lateral del pórtico, N-mm

M_{lt} = resistencia requerida a la flexión por causa solamente de la traslación lateral del pórtico, N-mm

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(P_u / P_{e1}\right)} \geq 1 \qquad \textbf{(F.2-8)}$$

$$P_{e1} = A_g F_y \Big/ l_c^2$$

en donde:

l_c = parámetro de esbeltez, calculado con el coeficiente K de longitud efectiva, en el plano de flexión, que indique F.2.3.2.1, para pórticos arriostrados

$$l_c = \left(\frac{Kl}{r_p}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \textbf{(F.2-9)}$$

P_u = resistencia requerida, a compresión axial, del miembro en consideración, N

C_m = un coeficiente que se basa en un análisis elástico de primer orden, suponiendo que no hay traslación lateral del pórtico, cuyo valor se tomará de la siguiente manera:

(a) Para miembros a compresión que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4\,(M_1/M_2) \qquad \textbf{(F.2-10)}$$

en donde M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella parte del elemento sin soporte en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

(b) Para miembros a compresión solicitados por cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se determinará mediante un análisis racional. En lugar de dicho análisis, pueden utilizarse los siguientes valores:

C_m = **0.85** para miembros restringidos en sus extremos contra la rotación

C_m = **1.00** para miembros no restringidos en los extremos

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(D_{oh} / \sum HL\right)} \qquad \textbf{(F.2-11)}$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\sum P_u / \sum P_{e2}\right)} \qquad \textbf{(F.2-12)}$$

$\mathbf{S P_u}$ = resistencia requerida para las cargas axiales de todas las columnas de un piso, N
$\mathbf{D_{oh}}$ = deriva (desplazamiento relativo) del piso en consideración, mm
$\mathbf{S H}$ = suma de todas las fuerzas horizontales del piso que producen $\mathbf{D_{oh}}$, N
$\mathbf{L}$ = Altura del piso, mm

$$\mathbf{P_{e2} = A_g F_y \big/ l_c^2}$$

en donde $\mathbf{l_c}$ es el parámetro de esbeltez, calculado con el coeficiente $\mathbf{K}$ de longitud efectiva, en el plano de flexión, que indique F.2.3.2.2, para pórticos no arriostrados.

F.2.3.2 - ESTABILIDAD DE PORTICOS

F.2.3.2.1 - *Pórticos arriostrados* - En cerchas y pórticos para los cuales la estabilidad lateral se proporciona por medio de riostras diagonales, muros de corte u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva **"K"** para miembros a compresión se tomará igual a la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

Debe demostrarse analíticamente que el sistema de arriostramiento vertical para pórticos arriostrados de varios pisos es adecuado para evitar el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volcamiento producidos por la acción del viento o sismo de acuerdo con las cargas mayoradas dadas en B.2.5.

Puede considerarse que el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de varios pisos funciona conjuntamente con los muros de corte externos e internos en el plano del arriostramiento, las placas de piso y de cubierta que están adecuadamente asegurados a los pórticos estructurales. Las columnas, las vigas y las diagonales, cuando se usan como arriostramiento vertical, pueden considerarse como una cercha simplemente conectada en voladizo vertical, al realizar los análisis de pandeo de los pórticos y de inestabilidad lateral. Debe incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical en el análisis de estabilidad lateral.

En estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la fuerza axial causada en estos miembros por las cargas mayoradas, gravitacionales y horizontales, no debe exceder el valor $\mathbf{0.85 f_c}$ multiplicado por $\mathbf{A_g F_y}$.

Las vigas y las viguetas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de pórticos de varios pisos deberán diseñarse para la carga axial y el momento causados por las cargas mayoradas horizontales y de gravedad concurrentes.

F.2.3.2.2 - *Pórticos no arriostrados* - En pórticos en los cuales la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas conectadas rígidamente, el factor **"K"** de longitud efectiva de los miembros a compresión debe determinarse por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizadores de las columnas sometidas a cargas gravitacionales, cuyas conexiones simples al entramado no proporcionan resistencia a las cargas laterales, deben tenerse en cuenta al diseñar las columnas de los pórticos que resisten momento. Se permiten ajustes por la reducción en rigidez causada por inelasticidad en la columna.

El análisis de la resistencia requerida para pórticos de varios pisos debe incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en B.2.5.

En el diseño plástico la fuerza axial en las columnas causada por las cargas mayoradas de gravedad y las cargas horizontales no debe exceder $\mathbf{0.75 f_c A_g F_y}$.

F.2.4 - MIEMBROS A TENSION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por tensión axial causada por fuerzas estáticas que actúan a lo largo del eje centroidal. Para miembros solicitados por esfuerzos combinados de tensión axial y de flexión, véase

F.2.8.1.1. Para varillas roscadas véase F.2.10.3. Para miembros solicitados por cargas de fatiga, véase F.2.11.3. Para la resistencia de rotura por corte en bloque en las conexiones de los extremos de miembros en tensión véase F.2.10.4.3. Para la resistencia de diseño a tensión de los elementos de conexión véase F.2.10.5.2.

F.2.4.1 - RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION - La resistencia de diseño de miembros solicitados por tensión $f_t P_n$ será el valor más bajo que se obtenga de acuerdo con los estados límite de fluencia en el área bruta y de fractura en el área neta.

(a) Para fluencia en el área bruta

$$f_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g \qquad \textbf{(F.2-13)}$$

(b) Para fractura en el área neta

$$f_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e \qquad \textbf{(F.2-14)}$$

en donde:

A_e = área neta efectiva, mm²
A_g = área bruta del miembro, mm²
F_y = esfuerzo mínimo especificado de fluencia, MPa
F_u = resistencia mínima especificada a la tensión, MPa
P_n = fuerza nominal axial, N

En el caso de miembros sin perforaciones que están completamente unidos por medio de soldaduras, se utilizará en la fórmula F.2-14 como área neta efectiva el valor menor entre el área bruta del miembro y el área efectiva de las soldaduras, tal como se define en F.2.10. Cuando existen perforaciones en un miembro con conexiones soldadas, o en las conexiones soldadas con soldaduras de tapón o de ranura, se utilizará en la fórmula F.2-14 el área neta a través de las perforaciones.

F.2.4.2 - MIEMBROS ENSAMBLADOS - Los límites del espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo armados con una platina y un perfil o con dos platinas están dados en F.2.10.3.5.

El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes debe limitar preferiblemente la relación de esbeltez de cualquier componente entre los conectores a 300 o menos.

Se pueden utilizar platabandas perforadas o presillas sin diagonales en las caras abiertas de miembros ensamblados solicitados por tensión. Las presillas tendrán un ancho no inferior a 2/3 la distancia entre las líneas de soldadura o de los sujetadores que los conectan a los componentes del miembro. El espesor de dichas presillas no debe ser inferior a 1/50 de la distancia entre las líneas mencionadas.

El espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes o sujetadores en las presillas no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento de las presillas debe ser tal que la relación de esbeltez de cualquiera de los componentes entre las presillas no debe exceder de 300.

F.2.4.3 - BARRAS DE OJO Y MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES - La resistencia de diseño de las barras de ojo se determinará de acuerdo con F.2.4.1(a) tomando **"A_g"** como el área de la sección transversal del cuerpo de la barra.

Las barras de ojo serán de espesor constante, sin refuerzo en los huecos de los pasadores, y con cabezas circulares cuya periferia sea concéntrica con el hueco del pasador.

El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra no debe ser inferior al diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de las barras de ojo no debe exceder de ocho veces su espesor.

El espesor puede ser menor de 13 mm cuando se proporcionan tuercas externas para apretar las platinas del pasador y las platinas de relleno en tal forma que queden bien ajustadas. El ancho **"b"** desde el borde del hueco hasta el borde de la platina perpendicular a la dirección de la carga aplicada no debe ser menor de 2/3 y para efectos de cálculo, no mayor de 3/4 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

El diámetro del pasador no debe ser menor de 7/8 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

El diámetro del hueco del pasador no ha de superar en 1.0 mm el diámetro del pasador.

Para aceros que tengan un límite de fluencia superior a 480 MPa, el diámetro del hueco no debe exceder de 5 veces el espesor de la platina y el ancho del cuerpo de la barra de ojo deberá reducirse proporcionalmente.

En miembros conectados con pasadores el hueco del pasador se localizará equidistante entre los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada. Para miembros con juntas articuladas en los cuales se espera que el pasador permita un movimiento relativo entre las partes conectadas bajo la acción de la carga total, el diámetro del hueco del pasador no deberá superar en más de 1.0 mm el diámetro del pasador.

El ancho de la platina fuera del hueco del pasador no debe ser inferior al ancho efectivo en cada lado del hueco del pasador.

En platinas que no sean barras de ojo, conectadas con pasadores, el área neta mínima medida entre el borde del hueco del pasador y el extremo de la barra, paralela al eje del miembro, no debe ser inferior a los dos tercios del área neta que se requiere por resistencia a través del hueco del pasador.

La resistencia de diseño de un miembro conectado con pasador, **"fP_n"** será el menor valor de los siguientes estados límites:

(a) Tensión sobre el área neta efectiva

$$f = f_t = 0.75$$

$$P_n = 2tb_{ef}F_u \qquad \textbf{(F.2-15)}$$

(b) Corte sobre el área efectiva

$$f = f_{sf} = 0.75$$

$$P_n = 0.6A_{sf}F_u \qquad \textbf{(F.2-16)}$$

(c) Aplastamiento sobre el área proyectada del pasador: véase F.2.10.8.

(d) Fluencia en la sección total: utilícese la ecuación F.2-13.

en donde:

a = distancia más corta desde el borde del hueco del pasador hasta el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm

A_{sf} = $2t(a + d/2)$, mm²

b_{ef} = $2t+16$, pero inferior a la distancia desde el borde del hueco al borde de la parte medida en dirección normal a la fuerza aplicada, mm

d = diámetro del pasador, mm

t = espesor de la platina, mm

Las esquinas más allá del hueco del pasador pueden cortarse a 45° con respecto al eje del miembro, siempre que el área fuera del hueco, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida fuera del hueco del pasador, paralela al eje del miembro.

F.2.5 - COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por compresión axial a través del centroide. Para miembros solicitados por esfuerzos combinados de compresión axial y de flexión, véase F.2.8.1.2. Para miembros con elementos esbeltos véase F.2.14.1.2. Para miembros acartelados, véase F.2.16.3. Para ángulos sencillos véase la Ëspecificación

para el diseño de ángulos sencillos utilizando coeficientes de carga y de resistencia", del Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC.

F.2.5.1 - LIMITACIONES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA

F.2.5.1.1 - *Longitud efectiva* - El coeficiente de longitud efectiva **"K"** se determinará de acuerdo con F.2.3.2.

F.2.5.1.2 - *Análisis plástico* - Se permite el análisis plástico, de acuerdo con las limitaciones de F.2.1.5.1, si el parámetro de esbeltez de la columna **"λ_c"**, definido por la fórmula F.2-9 no excede de **1.5K**.

F.2.5.2 - RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESION POR PANDEO FLECTOR - La resistencia de diseño por pandeo flector de miembros solicitados por compresión, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor inferiores a los valores **"λ_r"** estipulados en F.2.2.5.1 es igual a **"$f_c P_n$"**, en donde:

$$f_c = 0.85$$
$$P_n = A_g F_{cr} \qquad \textbf{(F.2-17)}$$

(a) Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\lambda_c^2}\right] F_y \qquad \textbf{(F.2-18)}$$

(b) Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right] F_y \qquad \textbf{(F.2-19)}$$

en donde:

$$\lambda_c = \left(\frac{Kl}{rp\pi}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \textbf{(F.2-20)}$$

A_g	=	área total del miembro, mm²
F_y	=	esfuerzo especificado a la fluencia, MPa
E	=	módulo de elasticidad, MPa
K	=	coeficiente de longitud efectiva
l	=	longitud sin arriostramiento del miembro, mm
r	=	radio de giro que gobierna el diseño tomado con respecto al plano de pandeo, mm

Para miembros cuyos elementos no cumplan con los requisitos de F.2.2.5.1, véase F.2.14.1.2.

F.2.5.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION, POR PANDEO FLEXO-TORSOR - La resistencia de diseño por pandeo flexo-torsor de miembros a compresión, en forma de te o compuestos por dos ángulos, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor menores que los λ_r estipulados en F.2.2.5.1 es $f_c P_n$, en donde:

$$f_c = 0.85$$
$$P_n = A_g F_{crft}$$
$$F_{crft} = \left[\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right]\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry} + F_{crz}\right)^2}}\right] \qquad \textbf{(F.2-21)}$$

en donde:

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_o^2}$$

$\bar{r}_o$ = radio polar de giro con respecto al centro de cortante, mm

$$\bar{r}_o^2 = \bar{x}_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \qquad \textbf{(F.2-22)}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \qquad \textbf{(F.2-23)}$$

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm

x_o = 0 para miembros en forma de te o compuestos por dos ángulos (simétricos con respecto al eje y)

F_{cry} se determinará de acuerdo con F.2.5.2, considerando el pandeo flector con respecto al eje y (eje de simetría), con $l_c = \frac{Kl}{r_y p}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$.

En el caso de miembros en forma de te o compuestos por dos ángulos, cuyos elementos no cumplen los requisitos de F.2.2.5.1, determínese F_{cry} de acuerdo con F.2.14.1.2. Otras columnas asimétricas o con un solo eje de simetría, y columnas doblemente simétricas cruciformes o ensambladas, con paredes muy delgadas, deberán diseñarse para los estados límites de pandeo torsor o flexo-torsor, siguiendo lo estipulado en F.2.15.1.

F.2.5.4 - MIEMBROS ENSAMBLADOS - En los extremos de miembros ensamblados solicitados por compresión que se apoyan en placas de asiento o superficies cepilladas, todas las componentes en contacto entre sí deberán conectarse por medio de soldaduras que tengan una longitud no inferior al ancho máximo del miembro, o por pernos espaciados longitudinalmente, a intervalos que no sobrepasen cuatro diámetros en una distancia de 1½ eces el ancho máximo del miembro.

A lo largo de miembros ensamblados solicitados por compresión, en el tramo comprendido entre las conexiones extremas indicadas atrás, el espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes, de pernos o de remaches será el adecuado para transmitir los esfuerzos calculados.

En F.2.10.3.5 se fijan límites para el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo compuestos por una placa y un perfil o por dos placas.

Cuando un componente de un miembro solicitado por compresión consiste en una platina sobrepuesta, excepto lo que se especificará en la próxima frase, el espaciamiento máximo no debe exceder el espesor de la platina más delgada multiplicado por "$330/\sqrt{F_y}$", ni de 300 mm, cuando se proporcionan soldaduras intermitentes en los bordes de los componentes o cuando se proporcionan sujetadores en los gramiles de cada sección. Cuando los sujetadores están alternados, el espaciamiento máximo en cada gramil no debe exceder el espesor de la platina exterior más delgada multiplicado por "$500/\sqrt{F_y}$" o 450 mm.

Los componentes individuales de miembros a compresión compuestos por dos o más perfiles deberán conectarse unos a otros a intervalos a tales que la relación de esbeltez, k_a/r_i , de cada uno de los componentes, entre los conectores, no exceda tres cuartas partes de la relación de esbeltez predominante del miembro ensamblado. Se debe utilizar el radio de giro mínimo al calcular la relación de esbeltez de cada componente. La conexión en el extremo deberá hacerse soldada o con pernos totalmente tensionados y las superficies en contacto deberán tener cascarilla limpia o revestimientos clase A, o haber sido limpiadas con chorro.

La resistencia de diseño de miembros ensamblados compuestos de dos o más perfiles se determinará de acuerdo con F.2.5.2 o F.2.5.3 sujeta a la siguiente modificación. Si la modalidad de pandeo implica deformaciones relativas que

producen fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación Kl/r se reemplaza por $(Kl/r)_m$ determinada como sigue:

(a) Para conectores intermedios constituidos por pernos ajustados:

$$(Kl/r)_m = \sqrt{(Kl/r)_o^2 + (a/r_i)^2} \qquad \textbf{(F.2-24)}$$

(b) Para conectores intermedios que están soldados o pernos completamente tensionados:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + 0.82\frac{a^2}{\left(1+a^2\right)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-25)}$$

en donde:

$(Kl/r)_o$ = relación de esbeltez del miembro ensamblado actuando como una unidad

$(Kl/r)_m$ = relación de esbeltez modificada del miembro ensamblado

a/r_i = la mayor relación de esbeltez de los componentes individuales

a/r_{ib} = relación de esbeltez de los componentes individuales con respecto a su eje centrodial, paralelo al eje de pandeo

a = distancia entre conectores, mm

r_i = radio mínimo de giro de un componente individual, mm

r_{ib} = radio de giro de un componente individual con respecto a su eje centroidal, paralelo al eje de pandeo del miembro, mm

a = relación de separación = $h/2r_{ib}$

h = distancia entre los centroides de componentes individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, mm

Los lados abiertos de miembros solicitados por compresión fabricados con platinas o perfiles estarán provistos de platabandas continuas perforadas con una sucesión de huecos de acceso. Se supone que el ancho sin soporte de las platinas en los huecos de acceso según se define en F.2.2.5.1 contribuye a la resistencia de diseño siempre y cuando que:

(a) La relación ancho-espesor se ajuste a las limitaciones de F.2.2.5.1.
(b) La relación entre la longitud (en dirección del esfuerzo) y el ancho del hueco no exceda de dos (2).
(c) La distancia libre entre los huecos en la dirección del esfuerzo no sea inferior a la distancia transversal entre las líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras.
(d) La periferia de los huecos en cualquier punto tenga un radio mínimo de 38 mm.

La función de las platabandas perforadas puede ser desempeñada por medio de una celosía con presillas en cada extremo y en los puntos intermedios si se interrumpe la celosía. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En miembros principales que están solicitados por esfuerzos calculados, las presillas de los extremos tendrán una longitud (dimensión medida paralela al eje del miembro ensamblado) no inferior a la distancia entre los ejes de conectores o de soldaduras que las unen a los componentes del miembro. Las presillas intermedias tendrán una longitud no inferior a la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no debe ser inferior a 1/50 de la distancia entre las líneas de soldadura o de los conectores que las unen a los segmentos de los miembros.

En construcciones soldadas la soldadura total en cada línea de conexión de una presilla tendrá como mínimo 1/3 de la longitud de la presilla. En construcciones atornilladas o remachadas, el espaciamiento en la dirección del esfuerzo en las presillas no debe ser mayor de 6 diámetros y se conectarán a cada segmento con tres sujetadores como mínimo.

Las platinas, los ángulos, las canales u otros perfiles empleados como celosía, deberán espaciarse de tal forma que la relación **"L/r"** del componente incluido entre sus conexiones no exceda la esbeltez que rige el diseño de todo el miembro. La celosía se diseñará para que resista un esfuerzo de corte normal al eje del miembro igual al 2% de la resistencia de diseño a la compresión del elemento. La relación **"L/r"** de las barras de celosía en sistemas sencillos no excederán de 140, ni de 200 en celosías dobles. Las barras de celosías dobles irán unidas en sus intersecciones. En las barras de celosías solicitadas por compresión **"L"** puede tomarse como la longitud sin soporte entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro ensamblado, en el caso de celosía sencilla, y el 70% de dicha longitud para celosías dobles. La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del elemento será, preferiblemente no inferior a 60° para celosía sencilla y a 45° para celosías dobles. Siempre que la distancia entre las líneas de soldadura o de conectores en los componentes sea superior a 380 mm, será preferible utilizar celosías dobles o si nó ángulos. En F.2.10.3 se establecen requisitos adicionales de espaciamiento.

F.2.5.5 - MIEMBROS A COMPRESION CON PASADORES - Las uniones con pasadores de miembros a compresión deberán cumplir con los requisitos de F.2.4.3, excepto que las fórmulas F.2-15 y F.2-16 no son aplicables.

F.2.6 - VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos, compactos o no, solicitados por flexión y corte. Los miembros solicitados por flexión y fuerza axial combinadas se tratan en F.2.8.1. Los miembros expuestos a fatiga se ven en F.2.11.3. Los miembros con elementos esbeltos a compresión se cubren en F.2.14.1 y los miembros acartelados en F.2.16.3. Los ángulos sencillos se diseñarán de acuerdo con la "Especificación para el diseño de ángulos sencillos utilizando coeficientes de carga y resistencia", del Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC.

F.2.6.1 - DISEÑO A FLEXION - La resistencia nominal a flexión, M_n, es el menor de los valores obtenidos al considerar los siguientes esfuerzos límites: a) fluencia; b) pandeo lateral con torsión; c) pandeo local de la aleta; y d) pandeo local del alma. En vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, sólo es aplicable el estado límite de fluencia. En vigas compactas no arriostradas y en tes y ángulos dobles no compactos, sólo son aplicables los estados límites de fluencia y de pandeo lateral con torsión. El estado límite de pandeo lateral con torsión no es aplicable a miembros solicitados por flexión con respecto a su eje menor, ni a perfiles cuadrados o circulares.

Este numeral se aplica tanto a perfiles homogéneos como a híbridos con por lo menos un eje de simetría y que estén solicitados por flexión simple con respecto a uno de sus ejes principales. Una viga está solicitada por flexión simple cuando las cargas actúan en un plano paralelo a uno de los ejes principales, que pasa por el centro de corte de la sección, o cuando la viga está restringida contra la torsión en los puntos de carga y en los apoyos. En este numeral sólo se consideran los estados límites de fluencia y de pandeo lateral con torsión. Las provisiones para este pandeo están limitadas a perfiles doblemente simétricos, canales, ángulos dobles y tes. El pandeo lateral-torsional de otros perfiles con simetría sencilla y los estados límites de pandeo local de la aleta o del alma de secciones no compactas o con elementos esbeltos se cubren en F.2.16.1. Los perfiles no simétricos y las vigas solicitadas por una combinación de flexión con torsión se tratan en F.2.8.2. La flexión biaxial se encuentra en F.2.8.1.

F.2.6.1.1 - *Fluencia* - La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, es $\phi_b M_n$, en donde:

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p \qquad \textbf{(F.2-26)}$$

en donde:

M_p = momento plástico ($= F_y Z \leq 1.5 M_y$ para secciones homogéneas), N-mm

M_y = momento correspondiente al umbral de fluencia en la fibra extrema con base en una distribución elástica de esfuerzos ($= F_y S$ para secciones homogéneas y $F_{yf} S$ para secciones híbridas), N-mm

F.2.6.1.2 - *Pandeo lateral con torsión* - Este estado límite sólo es aplicable a miembros solicitados por flexión con respecto al eje principal. La resistencia de diseño a flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral con torsión, es $f_b M_n$, en donde:

$f_b = 0.90$

M_n = resistencia nominal determinada así:

(a) Perfiles doblemente simétricos y canales con $L_b \leq L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p \qquad \textbf{(F.2-27)}$$

en donde:

L_b = distancia entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral de la aleta en compresión, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal, mm

En la ecuación anterior, C_b es un coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, en donde, cuando ambos extremos del segmento de viga están arriostrados:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \qquad \textbf{(F.2-28)}$$

en donde:

M_{max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento sin arriostrar, N-mm

M_A = valor absoluto del momento en el punto del primer cuarto del segmento sin arriostrar, N-mm

M_B = valor absoluto del momento en el punto medio del segmento de viga sin arriostrar, N-mm

M_C = valor absoluto del momento en el punto del tercer cuarto del segmento de viga sin arriostrar, N-mm

En todos los casos se puede suponer conservadoramente que C_b es 1.0. En voladizos o salientes con extremo libre sin arriostrar, $C_b = 1.0$.

La longitud límite sin arriostrar para aprovechar la capacidad plástica total a flexión, L_p, se determinará así:

Para perfiles **I** incluyendo secciones híbridas y canales, con flexión respecto a su eje mayor:

$$L_p = \frac{790\, r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.2-29)}$$

Para barras rectangulares y vigas cajón:

$$L_p = \frac{26000\, r_y}{M_p} \sqrt{JA} \qquad \textbf{(F.2-30)}$$

en donde:

A = área transversal, mm²

J = constante de torsión, mm⁴

La longitud límite **"L_r"** sin soporte lateral, y el momento correspondiente de pandeo **"M_r"** se determinarán como sigue:

(a.1) Para perfiles **I** de simetría doble y para canales cargados en el plano del alma.

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2\,F_L^2}} \qquad \textbf{(F.2-31)}$$

$$M_r = F_L S_x \qquad \textbf{(F.2-32)}$$

en donde:

$$X_1 = p/S_x\sqrt{EGJA/2} \qquad \textbf{(F.2-33)}$$

$$X_2 = \left[4\left(C_w/I_y\right)\right]\left(S_x/GJ\right)^2 \qquad \textbf{(F.2-34)}$$

S_x = módulo de la sección respecto al eje mayor, mm³

E = módulo de elasticidad del acero (200000 MPa)

G = módulo cortante elástico del acero (77000 MPa)

F_L = el menor valor entre $\left(F_{yf} - F_r\right)$ y F_{yw}

F_r = esfuerzo residual de compresión en la aleta; 70 MPa para perfiles laminados, 115 MPa para perfiles soldados

F_{yf} = esfuerzo de fluencia de la aleta, MPa

F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma, MPa

I_y = momento de inercia respecto al eje y, mm⁴

C_w = constante de alabeo, mm⁶

Las ecuaciones F.2-29 y F.2-31 se basan conservadoramente en $C_b = 1.0$

(a.2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón:

$$L_r = \frac{400000\ r_y\sqrt{JA}}{M_r} \qquad \textbf{(F.2-35)}$$

$$M_r = F_{yf} S_x \qquad \textbf{(F.2-36)}$$

(b) Perfiles doblemente simétricos y canales con $L_b > L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = M_{cr}\ £\ M_p$$

en donde M_{cr} es el momento elástico crítico que se determina como sigue:

(b.1) Para perfiles **I** doblemente simétricos y canales:

$$M_{cr} = C_b\left(p/L_b\right)\sqrt{EI_yGJ + \left(pE/L_b\right)^2 I_yC_w} \qquad \textbf{(F.2-37)}$$

$$M_{cr} = \frac{C_bS_xX_1\sqrt{2}}{L_b/r_y}\sqrt{1 + \frac{X_1^2X_2}{2\left(L_b/r_y\right)^2}}$$

(b.2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricas:

$$M_{cr} = \frac{400000\ C_b\sqrt{JA}}{L_b/r_y} \qquad \textbf{(F.2-38)}$$

(c) Tes y ángulos dobles - Para vigas hechas con tes o ángulos dobles, cargadas en el plano de simetría:

$$M_n = M_{cr} = \frac{p\sqrt{EI_yGJ}}{L_b}\left[B + \sqrt{1 + B^2}\right] \qquad \textbf{(F.2-39)}$$

en donde:

$M_n \leq 1.5M_y$ cuando las aletas están en tracción

$M_n \leq 1.0M_y$ cuando las aletas están en compresión

$$B = \pm 2.3\frac{d}{L_b}\sqrt{\frac{I_y}{J}} \qquad \textbf{(F.2-40)}$$

El signo más (+) se aplica cuando las aletas están en tracción y el signo menos (-) cuando están en compresión. Cuando el extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud sin arriostramiento, debe usarse el valor negativo de B.

(d) Longitud sin arriostramiento para diseño con análisis plástico - Se permite el diseño con análisis plástico, sujeto a las limitaciones de F.2.1.5.1, de un miembro de sección compacta, solicitado por flexión con respecto al eje mayor, cuando la longitud sin arriostramiento lateral, L_b, de la aleta a compresión adyacente a los sitios de formación de las rótulas plásticas asociadas con el mecanismo de falla, no excede el valor L_{pd}, determinado así:

(d.1) Para perfiles I con simetría doble o sencilla, cuya aleta a compresión es igual o mayor que la aleta a tensión, incluyendo los híbridos, cargados en el plano del alma:

$$L_{pd} = \frac{24800 + 15200\left(M_1/M_2\right)}{F_y}r_y \qquad \textbf{(F.2-41)}$$

en donde:

F_y = esfuerzo mínimo especificado a la fluencia de la aleta en compresión, MPa

M_1 = el menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo sin soporte de una viga, N-mm

M_2 = el mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo sin arriostramiento de la viga, N-mm

r_y = radio de giro con respecto al eje menor, mm

M_1/M_2 = es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando causan curvatura sencilla

(d.2) Para barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \frac{34500 + 20700\left(M_1/M_2\right)}{F_y} r_y \geq \frac{20700\, r_y}{F_y} \qquad \textbf{(F.2-42)}$$

No hay limitaciones en la longitud "L_b" para miembros con sección transversal circular o cuadrada, ni tampoco para vigas con flexión respecto al eje menor.

La resistencia a la flexión se determinará de acuerdo con F.2.6.1.2 en la región donde se forma la última articulación y en las regiones no adyacentes a una articulación plástica.

F.2.6.2 - DISEÑO POR CORTE - Este numeral se aplica a las almas sin rigidizar de vigas con simetría doble o sencilla, incluyendo vigas híbridas, y a canales solicitados por corte en el plano del alma.

Para hallar la resistencia de diseño al corte de almas rigidizadas véanse F.2.16.2 o F.2.17.3. El caso de corte en el sentido débil de los perfiles mencionados al comienzo, de tubos, y de secciones no simétricas se cubre en F.2.8.2 y el de paneles de almas solicitados por corte alto en F.2.11.1.7. Para determinar la resistencia al corte de las conexiones véanse F.2.10.4 y F.2.10.5.

F.2.6.2.1 - *Determinación del área del alma* - Se considera que el área del alma, A_w, es el producto de la altura total de la viga, d, multiplicada por el espesor del alma, t_w.

F.2.6.2.2 - *Resistencia de diseño al corte de almas sin rigidizar* - La resistencia de diseño al corte de las almas sin rigidizar, con una relación $h/t_w \leq 260$, es $f_v V_n$, en donde:

$f_v = 0.90$
V_n = resistencia nominal al corte (N), calculada así:

Para $h/t_w \leq 1100/\sqrt{F_{yw}}$:

$$V_n = 0.6\, F_{yw} A_w \qquad \textbf{(F.2-43)}$$

Para $1100/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 1375/\sqrt{F_{yw}}$:

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left(\frac{1100/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w}\right) \qquad \textbf{(F.2-44)}$$

Para $1375/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 260$:

$$V_n = \frac{905000\, A_w}{\left(h/t_w\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-45)}$$

En F.2.16.2.1 se trata el caso general de diseño al corte de almas rigidizadas o no rigidizadas y en F.2.17.3 se especifica un método alterno que tiene en cuenta el efecto de campo tensionado.

F.2.6.3 - MIEMBROS ACARTELADOS - Para el diseño de miembros con sección transversal variable véase F.2.16.3.

F.2.6.4 - VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA - Es indispensable considerar el efecto de todas las aberturas en el alma sobre la resistencia de diseño de las vigas de acero o de construcción compuesta. Cuando la resistencia requerida exceda la resistencia neta de los miembros en las secciones con dichas aberturas, se proveerá el refuerzo necesario para suplir la deficiencia.

F.2.7 - VIGAS ESBELTAS DE ALMA LLENA

Las vigas esbeltas de alma llena se distinguirán de las vigas corrientes de alma llena con base en la relación de esbeltez del alma, h/t_w. Cuando este valor excede l_r el diseño a flexión se hará de acuerdo con lo estipulado en F.2.17.1 y F.2.17.2; de lo contrario se seguirán las provisiones de F.2.6 o F.2.16. Las vigas esbeltas con patines desiguales a tensión y a compresión se tratan en F.2.14.1.

El cálculo de la resistencia de diseño al corte y el diseño de los rigidizadores transversales se hará con base en F.2.6.2, sin acción de campo tensionado, o en F.2.17.3 con dicha acción. Para el caso de vigas con patines desiguales véase F.2.14.1.

F.2.8 - MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y POR TORSION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por carga axial y flexión con respecto a uno o a ambos ejes de simetría, con o sin torsión, y a torsión solamente. Los miembros acartelados en igual situación se tratan en F.2.16.3.

F.2.8.1 - MIEMBROS SIMETRICOS SOLICITADOS POR FLEXION Y FUERZA AXIAL - Este numeral se aplica a miembros solicitados por una combinación de flexión y fuerzas axiales.

F.2.8.1.1 - ***Miembros con simetría doble o sencilla, solicitados por flexión y tensión -*** La interacción de la flexión y la tensión en perfiles simétricos está limitada por las ecuaciones F.2-46 y F.2-47

a) Para $P_u/fP_n \geq 0.2$

$$P_u/fP_n + 8/9\,[(M_{ux}/f_bM_{nx}) + (M_{uy}/f_bM_{ny})] \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-46)}$$

b) Para $P_u/fP_n < 0.2$

$$P_u/2fP_n + (M_{ux}/f_bM_{nx}) + (M_{uy}/f_bM_{ny}) \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-47)}$$

en donde:

P_u = resistencia requerida a la tensión, N
P_n = resistencia nominal a la tensión, calculada de acuerdo con F.2.4.1, N
M_u = resistencia requerida a la flexión, determinada de acuerdo con F.2.3.1, N-mm
M_n = resistencia requerida a la flexión, calculada de acuerdo con F.2.6.1, N-mm
x = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de mayor resistencia a flexión
y = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de menor resistencia a flexión
$f = f_t$ = coeficiente de resistencia para tensión (véase F.2.4.1)
$f = f_b$ = coeficiente de resistencia para flexión = 0.90

Si se desea, en vez de las ecuaciones F.2-46 y F.2-47 se puede utilizar un análisis más detallado de la interacción entre la flexión y la tensión.

F.2.8.1.2 - ***Miembros con simetría doble o sencilla, solicitados por flexión y compresión -*** La interacción de la flexión y la compresión en perfiles simétricos está limitada por las ecuaciones F.2-46 y F.2-47, en donde:

P_u = resistencia requerida a la compresión, N
P_n = resistencia nominal a la compresión, calculada de acuerdo con F.2.5.2, N
M_u = resistencia requerida a la flexión, determinada de acuerdo con F.2.3.1, N-mm
M_n = resistencia requerida a la flexión, calculada de acuerdo con F.2.6.1, N-mm
x = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de mayor resistencia a flexión
y = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de menor resistencia a flexión
$f = f_c$ = coeficiente de resistencia para compresión = 0.85 (véase F.2.5.2)
$f = f_b$ = coeficiente de resistencia para flexión = 0.90

F.2.8.2 - MIEMBROS ASIMETRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSION COMBINADA CON FLEXION O CORTE O FUERZAS AXIALES O VARIAS DE ELLAS - La resistencia de diseño "fF_y" de un miembro en tales

condiciones será igual o mayor que la resistencia requerida expresada en términos de esfuerzos normales "f_{un}" o esfuerzos cortantes "f_{uv}", determinados por análisis elásticos para las cargas mayoradas:

F.2.8.2.1 - ***Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzo normal***

$$f_{un} \leq fF_y \qquad \textbf{(F.2-48)}$$
$$f = 0.90$$

F.2.8.2.2 - ***Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzo de corte***

$$f_{uv} \leq 0.6\, fF_y \qquad \textbf{(F.2-49)}$$
$$f = 0.90$$

F.2.8.2.3 - ***Para el estado límite de pandeo***

f_{un} o $f_{uv} \leq f_c F_{cr}$, según sea el caso aplicable **(F.2-50)**

en donde:

$$f_c = 0.85$$

F_{cr} = puede determinarse con las fórmulas F.2-18 o F.2-19, la que sea aplicable

Se permite alguna fluencia local restringida en áreas adyacentes a áreas que permanezcan elásticas.

F.2.8.3 - ECUACIONES ALTERNAS DE INTERACCION PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR ESFUERZOS COMBINADOS - Véase F.2.18.

F.2.9 - MIEMBROS COMPUESTOS

Este numeral se aplica a columnas compuestas formadas por perfiles de acero estructural laminados o ensamblados, tubería y concreto estructural que actúan conjuntamente y a vigas de acero que lleven una placa de concreto reforzado interconectadas en tal forma que las vigas y la placa actúan en conjunto para resistir flexión. Se incluyen vigas compuestas simplemente apoyadas o continuas con conectores de cortante y vigas revestidas en concreto, fundidas con o sin apuntalamiento temporal.

F.2.9.1 - SUPOSICIONES DE DISEÑO

F.2.9.1.1 - ***Determinación de fuerzas*** - Al determinar las fuerzas en los miembros y las conexiones de una estructura que tiene vigas compuestas, debe darse especial consideración a las áreas efectivas al tiempo de aplicar cada incremento de carga.

F.2.9.1.2 - ***Análisis elástico*** - En el análisis elástico de vigas continuas compuestas sin extremos acartelados, se acepta suponer que la rigidez de una viga es uniforme en toda su longitud y puede calcularse utilizando el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la zona de momentos positivos.

F.2.9.1.3 - ***Análisis plástico*** **-** Cuando se utiliza el análisis plástico, la resistencia a flexión de miembros compuestos se determinará a partir de una distribución de esfuerzos plásticos.

F.2.9.1.4 - ***Distribución de esfuerzos plásticos para momentos positivos*** - Si la placa se conecta a la viga de acero con conectores de cortante en la región de momentos positivos, puede suponerse un esfuerzo del concreto de "$0.85f'_c$" distribuido uniformemente a través de la zona de compresión efectiva. Deberá despreciarse la resistencia a la tensión del concreto. Se supondrá un esfuerzo del acero "F_y" uniformemente distribuido a través de las zonas de tensión y de compresión en la sección de acero estructural. La fuerza neta de tensión en la sección de acero será igual a la fuerza de compresión en la placa de concreto.

F.2.9.1.5 - *Distribución de esfuerzos plásticos para momentos negativos* - Si la placa se conecta a la viga de acero con conectores de cortante en la región de momentos negativos, se supondrá un esfuerzo de tensión **"F_{yr}"** en todas las varillas de refuerzo longitudinal, con un desarrollo adecuado, dentro del ancho efectivo de la placa de concreto. Se despreciará la resistencia a la tensión del concreto. Se supondrá un esfuerzo del acero **"F_y"** uniformemente distribuido a través de las zonas de tensión y de compresión en la sección de acero estructural. La fuerza neta de compresión en la sección de acero será igual a la fuerza total de tensión en el acero de refuerzo.

F.2.9.1.6 - *Distribución de esfuerzos elásticos* - Cuando se requiere la determinación de la distribución de los esfuerzos elásticos, las deformaciones en el acero y el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro. El esfuerzo será igual a la deformación multiplicada por **"E"** o **"E_c"**. Deberá despreciarse la resistencia a tensión del concreto. El esfuerzo máximo en el acero no deberá exceder el valor de **"F_y"**. El máximo esfuerzo de compresión en el concreto no deberá exceder **"$0.85f'_c$"**. En vigas híbridas compuestas, el máximo esfuerzo en la aleta de acero no deberá exceder **"F_{yf}"** pero la deformación en el alma podrá exceder la deformación de fluencia; en tales sitios, el esfuerzo se tomará como **"F_{yw}"**.

F.2.9.1.7 - *Vigas totalmente compuestas* - Se suministrarán conectores de cortante en cantidad suficiente para desarrollar la máxima resistencia de flexión de la viga compuesta. Para la distribución de esfuerzos elásticos puede suponerse que no ocurre ningún deslizamiento.

F.2.9.1.8 - *Vigas parcialmente compuestas* - La resistencia al corte de los conectores de cortante limita el diseño de vigas parcialmente compuestas. En el análisis elástico de deflexiones, fatiga y vibraciones debe incluirse el efecto de deslizamiento.

F.2.9.1.9 - *Viga revestida en concreto* - Puede suponerse una viga totalmente revestida en concreto fundida monolíticamente con la placa como interconectada al concreto por medio de adherencia natural, sin ningún amarre adicional, siempre que

(a) el recubrimiento de concreto en los lados y la cara inferior de la viga no sea inferior a 50 mm
(b) la cara superior de la viga quede por lo menos a 40 mm por debajo de la parte superior de la losa y a 50 mm por encima de la cara inferior de ésta
(c) el recubrimiento de concreto contenga malla de acero u otro refuerzo adecuado para evitar el descascaramiento del concreto

F.2.9.1.10 - *Columna compuesta* - Una columna de acero fabricada de perfiles laminados o ensamblados revestida en concreto estructural o fabricada en tubería de acero y rellenada con concreto estructural se diseñará de acuerdo con F.2.9.2.

F.2.9.2 - MIEMBROS A COMPRESION

F.2.9.2.1 - *Limitaciones* - Deben cumplirse las siguientes limitaciones para que un miembro se clasifique como columna compuesta.

(a) El área transversal del perfil de acero o tubería debe contener como mínimo el 4% del área total de la sección compuesta.

(b) El revestimiento de concreto de un núcleo metálico debe reforzarse con varillas que resistan la carga longitudinal y varillas longitudinales para retener el concreto, así como amarres laterales. Las varillas para resistir las cargas longitudinales deben ser continuas en los niveles aporticados, mientras que las varillas de fijación pueden interrumpirse en los niveles aporticados. El espaciamiento de los amarres no debe ser mayor de 2/3 de la menor dimensión de la sección compuesta. El área transversal del refuerzo transversal y longitudinal debe ser como mínimo 0.18 mm² por cada milímetro de espaciamiento de varillas. El revestimiento de concreto deberá proveer un recubrimiento mínimo de 38 mm. del acero de refuerzo tanto transversal como longitudinal.

(c) El concreto deberá tener una resistencia especificada a la compresión f'_c no menor de 20 MPa ni mayor de 55 MPa para concretos de peso normal, y no menor de 30 MPa para concretos con agregados ligeros.

(d) El mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el acero estructural y para las varillas de refuerzo utilizadas en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta no debe exceder de 380 MPa.

(e) El espesor mínimo de la pared de los tubos de acero estructural o de tubería rellena con concreto será igual a "$b\sqrt{F_y/3E}$" para secciones rectangulares con caras de ancho b y a "$D\sqrt{F_y/8E}$" para secciones circulares con diámetro exterior "D".

F.2.9.2.2 - *Resistencia de diseño* - La resistencia de diseño de columnas compuestas con cargas axiales es "$f_c P_n$", donde $f_c=0.85$; la resistencia de compresión axial nominal, P_n, se determinará por medio de las fórmulas F.2-17 a F.2-20 con las siguientes modificaciones:

(a)

A_s = área bruta del perfil de acero, tubo circular o rectangular, mm² (reemplaza a A_g)

r_m = radio de giro del perfil de acero, tubo circular o rectangular excepto que para los perfiles de acero no debe ser inferior a 0.3 veces el espesor total de la sección compuesta en el plano de pandeo, mm (reemplaza a r)

(b) En la fórmula F.2-51 se reemplaza "F_y" por un esfuerzo de fluencia modificado "F_{my}" y en la fórmula F.2-52 se reemplaza "E" con un módulo de elasticidad modificado E_m:

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr}\left(A_r/A_s\right) + c_2 f'_c\left(A_c/A_s\right) \qquad \textbf{(F.2-51)}$$

$$E_m = E + c_3 E_c (A_c/A_s) \qquad \textbf{(F.2-52)}$$

en donde:

A_c = área del concreto, mm²

A_r = área de las varillas de refuerzo longitudinal, mm²

A_s = área del acero, mm²

E = módulo de elasticidad del acero, MPa

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa

F_y = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para los perfiles de acero, tubo circular o rectangular, MPa

F_{yr} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para las varillas de refuerzo longitudinal, MPa

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa

c_1, c_2, c_3 = coeficientes numéricos. Para tubos circulares o rectangulares rellenos de concreto: $c_1=1.0$, $c_2=0.85$ y $c_3=0.4$; para perfiles revestidos de concreto $c_1=0.7$, $c_2=0.6$ y $c_3=0.2$

E_c puede calcularse con $E_c = 0.043\left(w_c\right)^{1.5}\sqrt{f'_c}$ en donde w_c es el peso unitario del concreto expresado en kg/m^3 y f'_c se expresa en MPa (véase el numeral C.8.4).

F.2.9.2.3 - *Columnas con múltiples perfiles de acero* - Si la sección transversal compuesta incluye dos o más perfiles de acero, estos deben interconectarse por medio de una celosía, platinas de amarre o platinas atiesadoras para evitar que ocurra pandeo en los perfiles individuales antes del endurecimiento del concreto.

F.2.9.2.4 - *Transferencia de carga* - La parte de resistencia de diseño en columnas compuestas con carga axial que es resistida por el concreto se desarrollará por contacto directo en las conexiones. Cuando el área soportante de concreto es mayor que el área cargada en uno o más lados y además en los bordes que no sobresalen está restringida contra la expansión lateral, la máxima resistencia de diseño del concreto será "$1.7 f_c f'_c A_B$", donde $f_c=0.60$ es el coeficiente de resistencia al aplastamiento del concreto y A_B es el área cargada.

F.2.9.3 - MIEMBROS A FLEXION

F.2.9.3.1 - *Ancho efectivo* - La parte del ancho efectivo de la placa de concreto a cada lado del eje central de la viga no debe exceder:

(a) Un octavo de la luz de la viga, centro a centro de los apoyos
(b) Un medio de la distancia al eje central de la viga adyacente
(c) La distancia desde el eje central de la viga al borde de la placa

F.2.9.3.2 - *Resistencia de vigas con conectores de cortante* - La resistencia de diseño a la flexión **"$f_b M_n$"** se determinará de la siguiente manera:

Para momentos positivos:

(a) Para $h_c / t_w \leq 1680 / \sqrt{F_{yf}}$:

f_b = **0.85**; el momento **"M_n"** se determinará a partir de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta.

(b) Para $h_c / t_w > 1680 / \sqrt{F_{yf}}$:

f_b = **0.90**; el momento **"M_n"** se determinará a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento.

Para momentos negativos:

La resistencia de diseño a la flexión **"$f_b M_n$"**, se determinará para la sección de acero exclusivamente, de acuerdo con los requisitos de F.2.6; alternativamente, **"$f_b M_n$"** puede calcularse, tomando f_b=**0.85** y determinando **"M_n"** a partir de la distribución de esfuerzos plásticos de la sección compuesta, siempre que:

(a) La viga de acero, sea una sección compacta adecuadamente arriostrada, tal como se define en F.2.2.5.
(b) Los conectores de cortante conecten la placa a la viga en la región de momento negativo.
(c) El refuerzo de la placa paralelo a la viga se desarrolle correctamente dentro del ancho efectivo de la placa.

F.2.9.3.3 - *Resistencia de vigas revestidas en concreto* - La resistencia de diseño a la flexión **"$f_b M_n$"** se calculará tomando f_b=**0.90** y determinando el momento **"M_n"** a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento.

Alternativamente, la resistencia de diseño a la flexión **"$f_b M_n$"** puede calcularse, tomando f_b=**0.90** y determinando **"M_n"** a partir de la distribución de esfuerzos plásticos en la viga metálica solamente.

F.2.9.3.4 - *Resistencia durante la construcción* - Cuando no se utilizan puntales temporales durante la construcción, la sección de acero considerada aisladamente deberá tener la resistencia adecuada para resistir todas las cargas aplicadas antes de que el concreto obtenga el 75% de resistencia especificada **"f'_c"**. La resistencia de diseño a flexión de la sección de acero se calculará de acuerdo con los requisitos de F.2.6.1.

F.2.9.3.5 - *Placas sobre lámina de acero plegada* - La resistencia de diseño a la flexión **"$f_b M_n$"**, de una construcción compuesta de placas de concreto sobre una lámina de acero plegada conectada a vigas metálicas se calculará de acuerdo con las partes aplicables de F.2.9.3.2, con las siguientes modificaciones.

Este numeral se aplica a láminas plegadas con nervaduras de altura nominal no mayor de 75 mm. El ancho promedio de la nervadura de concreto, **"w_r"**, no deberá ser menor de 50 mm, pero en los cálculos no deberá ser mayor del ancho mínimo libre en la parte superior de los pliegues de la lámina de acero. Consúltense los requisitos adicionales dados en el literal (b).

La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores de cortante de espigo soldados de 19 mm de diámetro o menos (AWS D1.1). Los espigos pueden soldarse a través de la lámina o directamente a la viga metálica. Los espigos, una vez instalados, tendrán que sobresalir por lo menos 38 mm por encima de la parte superior de la lámina metálica.

El espesor de la placa o losa por encima de la lámina no será menor de 50 mm.

(a) ***Nervaduras de la lámina perpendiculares a las vigas metálicas -*** El concreto por debajo de la parte superior de las nervaduras no se tendrá en cuenta para determinar las propiedades de la sección y en el cálculo de **"A_c"** cuando las nervaduras están orientadas perpendicularmente a las vigas metálicas.

El espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante de espigo no será mayor de 900 mm.

La fuerza cortante nominal de los conectores de cortante de espigo tendrá el valor estipulado en F.2.9.5 multiplicado por el siguiente coeficiente de reducción:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left[\left(\frac{H_s}{h_r}\right)-1.0\right]\leq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-53)}$$

en donde:

h_r = altura nominal de la nervadura, mm

H_s = longitud del conector de espigo por encima de la soldadura, mm. En los cálculos no debe exceder el valor **(h_r+75)**, aunque la longitud real sea mayor.

N_r = número de conectores de espigo en una nervadura en la intersección de la viga que no debe exceder de 3 en los cálculos, aunque se hayan instalado más.

w_r = ancho promedio de la nervadura de concreto (como se define en F.2.9.3.5), mm

A fin de evitar el levantamiento, la lámina plegada deberá anclarse a todos los miembros de soporte a espaciamientos no mayores de 450 mm. Los anclajes pueden proporcionarse por medio de conectores de espigo, o por una combinación de conectores y soldaduras de tapón o por cualquier otro sistema especificado por el diseñador.

(b) ***Nervaduras de la lámina paralelas a las vigas de acero -*** El concreto por debajo de la parte superior de la nervadura puede incluirse al determinar las propiedades de la sección y debe incluirse en los cálculos de **"A_c"** para F.2.9.5.

Las nervaduras de la lámina de acero sobre las vigas de soporte podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

Cuando la altura nominal de la lámina plegada sea de 38 mm o mayor, el ancho promedio **"w_r"** del capitel o de la nervadura soportados, no deberá ser menor de 50 mm si hay un solo espigo en la hilera transversal, debiendo suponerse 4 diámetros del mismo por cada espigo adicional.

La fuerza cortante nominal de un conector de cortante de espigo tendrá los valores estipulados en F.2.9.5, excepto que cuando **"w_r/h_r"** es menor de 1.5, el valor obtenido en elnumeral mencionado se multiplicará por el siguiente coeficiente de reducción:

$$0.6\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left[\left(\frac{H_s}{h_r}\right)-1.0\right]\leq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-54)}$$

donde **"h_r"** y **"H_s"** se han definido en el literal (a) y **"w_r"** es el ancho promedio de la nervadura del concreto como se define en F.2.9.3.5.

F.2.9.3.6 - ***Resistencia de diseño al corte -*** La resistencia de diseño a corte de vigas compuestas estará determinada por la fuerza cortante del alma de acero, de acuerdo con los requisitos de F.2.6.2.

F.2.9.4 - COMBINACION DE FLEXION Y COMPRESION - La interacción de la fuerza de compresión axial y de flexión en el plano de simetría de secciones compuestas estará limitada por F.2.8.1.2 con las siguientes modificaciones:

M_n = resistencia de diseño a la flexión determinada de la distribución de esfuerzos plásticos sobre el área transversal compuesta, excepto como se estipula más adelante, kg-mm

P_{e1} , P_{e2} = $A_s F_{my} / l_c^2$, carga de pandeo elástico, N

F_{my} = esfuerzo de fluencia modificado, MPa. Véase F.2.9.2

f_b = coeficiente de resistencia a flexión (F.2.9.3)

f_c = **0.85** = coeficiente de resistencia a compresión

l_c = parámetro de esbeltez de la columna definido por la fórmula F.2-20 y modificado en F.2.9.2.2

Cuando el término que hace referencia a la solicitación axial en las fórmulas F.2-46 y F.2-47 es inferior a 0.3, el momento resistente nominal **"M_n"** se determinará por la transición lineal entre la resistencia nominal a la flexión determinada de la distribución plástica sobre las áreas transversales compuestas cuando $(P_u / f_c P_n) = 0.3$ y el momento resistente cuando $P_u = 0$ como se determina en F.2.9.3. Si se requieren conectores de cortante donde $P_u = 0$, deben proporcionarse siempre y cuando que $P_u / f_c P_n$ sea inferior a 0.3.

F.2.9.5 - CONECTORES DE CORTANTE - Este numeral se aplica al diseño de conectores de cortante de espigo y de canal. Para otros tipos de conectores, véase F.2.9.6.

F.2.9.5.1 - *Materiales* - Los conectores de cortante deberán ser espigos con cabeza, con una longitud después de instalados, no inferior a cuatro diámetros del mismo o canales de acero laminados en caliente. Los conectores de espigo deberán cumplir con los requisitos de F.2.1.3.7. Los conectores de canal deberán cumplir con los requisitos de F.2.1.3. Los conectores de cortante deberán embeberse en las placas de concreto hechas con agregados ajustados a la norma NTC 174 (ASTM C33) o con agregados producidos en hornos giratorios de acuerdo con la norma NTC 4045 (ASTM C330) y concreto de peso específico no inferior a 1440 kg/m³

F.2.9.5.2 - *Fuerza cortante horizontal* - Con excepción de las vigas embebidas en concreto definidas en F.2.9.1, la fuerza de corte horizontal total en la superficie de contacto entre la viga de acero y la placa de concreto se supondrá trasmitida por los conectores de cortante. Para la acción compuesta con el concreto sujeto a compresión, la fuerza cortante horizontal entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero se tomará el valor más pequeño entre:

(a) $0.85 f'_c A_c$

(b) $A_s F_y$

(c) $\sum Q_n$

en donde:

f'_c = resistencia a la compresión especificada del concreto, MPa

A_c = área de la placa de concreto dentro del ancho efectivo, mm²

A_s = área de la sección transversal de acero, mm²

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia especificado MPa

$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, N.

Para vigas híbridas, la fuerza de fluencia se calculará separadamente para cada componente de la sección transversal; el $A_s F_y$ de la sección transversal total será la suma de las fuerzas de fluencia de sus componentes.

En vigas compuestas continuas en las cuales el acero de refuerzo longitudinal en las regiones de momento negativo se considera actuando en forma combinada con la viga metálica, la fuerza cortante horizontal entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero se tomará como el menor valor entre $A_r F_{yr}$ y $\sum Q_n$, donde:

A_r = área del acero de refuerzo longitudinal adecuadamente desarrollada dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, mm²

F_{yr} = esfuerzo mínimo especificado a la fluencia del acero de refuerzo, MPa

$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero, N

F.2.9.5.3 - *Resistencia de los conectores de cortante de espigo* - La resistencia nominal de un conector de cortante de espigo embebido en la placa de concreto es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \qquad \textbf{(F.2-55)}$$

en donde:

A_{sc} = área transversal de un conector de espigo, mm²

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa

F_u = resistencia mínima especificada a tensión de un conector de espigo, MPa

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa

Para conectores de espigo embebidos en una placa sobre una lámina de acero plegada, véase F.2.9.3 en relación con los coeficientes de reducción dados por las fórmulas F.2-53 y F.2-54 según se aplique. Los coeficientes de reducción solamente se aplicarán al término $0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c}$ de la fórmula F.2-55.

F.2.9.5.4 - *Resistencia de conectores de cortante de canal* - La resistencia nominal de un conector de cortante de canal empotrado en una placa de concreto es:

$$Q_n = 0.3 \left(t_f + 0.5 t_w\right) L_c \sqrt{f'_c E_c} \qquad \textbf{(F.2-56)}$$

en donde:

t_f = espesor de la aleta del conector de cortante de canal, mm

t_w = espesor del alma del conector de cortante de canal, mm

L_c = longitud del conector de cortante de canal, mm

F.2.9.5.5 - *Número requerido de conectores de cortante* - El número de conectores de cortante requeridos entre la sección de máximo momento de flexión, negativo o positivo y la sección adyacente de momento cero será igual a la fuerza de corte horizontal definida en F.2.9.5.2 dividida por la resistencia nominal de un conector de cortante tal como se define en F.2.9.5.3 o F.2.9.5.4.

F.2.9.5.6 - *Colocación y espaciamiento de conectores de cortante* - Los conectores de cortante requeridos en cada lado del punto de máximo momento flector, positivo o negativo, se distribuirán uniformemente entre aquel punto y los puntos adyacentes de momento cero. Sin embargo, el número de conectores colocados entre cualquier carga concentrada y el punto más cercano de momento cero deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

Excepto para conectores instalados en las nervaduras de las láminas de acero plegadas, los conectores de corte tendrán como mínimo 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro de los espigos no será mayor de 2.5 veces el espesor de la aleta a la cual se sueldan, a menos que estén colocados sobre el alma.

El mínimo espaciamiento centro a centro de los conectores de espigo será igual a 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta y a 4 diámetros en dirección transversal al eje longitudinal de la viga, excepto que el espaciamiento centro a centro dentro de las nervaduras de la lámina de acero plegada puede reducirse a 4 diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores de cortante no deberá exceder de 8 veces el espesor total de la placa. Véase también F.2.9.3.5 literal (a).

F.2.9.6 - CASOS ESPECIALES - Cuando la construcción compuesta no se ajusta a los requisitos de F.2.9.1 a F.2.9.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles de construcción se establecerán por un programa de ensayos adecuado.

F.2.10 - CONEXIONES, JUNTAS Y PASADORES

Este numeral se aplica a elementos conectados, conectores y los elementos afectados de miembros conectados sometidos a cargas estáticas. Para conexiones sometidas a fatiga, véase F.2.20.2.

F.2.10.1 - REQUISITOS GENERALES

F.2.10.1.1 - Bases de diseño - Las conexiones consisten de elementos afectados de miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas, elementos de unión (cartelas, ángulos, ménsulas) y conectores (soldaduras, pernos, remaches)). Estos componentes se diseñarán en forma tal que su resistencia iguale o exceda la resistencia requerida determinada por el análisis estructural para las cargas mayoradas que actúan sobre la estructura o una proporción específica de la resistencia de los miembros conectados, lo que sea apropiado.

F.2.10.1.2 - *Conexiones simples* - Excepto lo establecido de otra manera en las especificaciones, las conexiones de vigas, viguetas y cerchas se diseñarán como flexibles y comúnmente podrán diseñarse sólo para las reacciones de cortante. Las conexiones flexibles de vigas deben permitir las rotaciones de los extremos de vigas simplemente apoyadas. Con este fin se permiten algunas deformaciones inelásticas limitadas en las conexiones.

F.2.10.1.3 - *Conexiones a momento* - Las conexiones en los extremos de vigas restringidas, vigas, viguetas y cerchas empotradas se diseñarán para los efectos combinados de los momentos y las fuerzas cortantes resultantes de la rigidez de las conexiones.

F.2.10.1.4 - *Elementos a compresión con uniones por aplastamiento* - Siempre que las columnas descansen sobre platinas de apoyo o tengan un terminado que permita trasmitir las cargas por aplastamiento en los empalmes deberá haber suficientes pernos, remaches o soldaduras para mantener todas las partes fuertemente aseguradas en su lugar.

Cuando haya otros miembros a compresión con terminados que trasmitan cargas por aplastamiento, el material de empalme y sus conectores deberán disponerse en tal forma que mantengan alineadas todas las partes y se diseñarán para el 50% de la resistencia de diseño requerida para el miembro.

Todas las uniones a compresión se diseñarán para resistir cualquier fuerza de tensión desarrollada por las cargas mayoradas especificadas en la ecuación B.2.5-6.

F.2.10.1.5 - *Empalmes en secciones pesadas* - Este numeral se aplica a perfiles laminados tipo ASTM A6, grupos 4 y 5 y a perfiles ensamblados mediante placas soldadas que tengan más de 50 mm de espesor en conjunto al formar su sección transversal, que deban empalmarse cuando están sometidos a esfuerzos primordialmente de tensión por tensión directa o flexión. Cuando los elementos individuales que conforman la sección transversal del miembro se empalman de acuerdo a la norma AWS D.1.1, Artículo 3.4.6, son aplicables los requisitos de la norma AWS D.1.1 en lugar de los requisitos de este numeral. Cuando las fuerzas de tensión en estas secciones deban ser transmitidas a través de empalmes mediante soldaduras de ranura de penetración completa, la tenacidad de ranura del material debe cumplir con los requisitos dados en F.2.1.3.2.

Los detalles de los agujeros de acceso para soldadura se dan en F.2.10.1.6. Los requisitos de aplicación de soldadura con calentamiento previo se dan en F.2.10.2.8 y los requisitos para la preparación de superficies cortadas térmicamente y su inspección se dan en F.2.13.2.2.

En los empalmes a tensión de perfiles tipo ASTM A6, grupos 4 y 5, y miembros ensamblados con placas o material de más de 50 mm de espesor, se deberán eliminar las salientes y entrantes de las soldaduras y la superficie deberá quedar lisa.

En los empalmes de perfiles tipo ASTM A6, grupos 4 y 5, y miembros ensamblados con placas o material de más de 50 mm de espesor en su sección transversal que se emplearán como miembros principales a compresión, todas las juntas deberán tener agujeros de acceso para facilitar el proceso de aplicación de soldadura acanalada, que deberán satisfacer los requisitos de F.2.10.1.6.

Alternativamente, los empalmes para tales miembros sometidos a compresión, incluidos miembros sometidos a tensión por cargas de viento o sismo, deberán diseñarse usando detalles de empalme que no induzcan grandes deformaciones por retracción de la soldadura. Por ejemplo, soldaduras de ranura de penetración parcial en las aletas y platinas de empalme con soldadura de filete en el alma, empalmes con platinas atornilladas o combinación de empalmes con platinas atornilladas y con soldadura de filete.

F.2.10.1.6 - *Destijere de vigas y agujeros de acceso para soldadura* - Todos los agujeros de acceso requeridos para facilitar las operaciones de soldadura deben tener una longitud mayor de 1½ veces el espesor del material en la cual se hace el agujero, medida desde el talón de la soldadura. La altura del agujero de acceso deberá ser la adecuada para la depositación del material de aporte en las placas adyacentes y debe suministrar espacio suficiente para lengüetas de soldadura para la soldadura en el material en que se hace el agujero pero no deberá ser inferior al espesor del material. En perfiles laminados en caliente y ensamblados, todos los destijeres de viga y agujeros de acceso para soldadura deberán tener formas libres de entalladuras y esquinas entrantes afiladas, excepto en el caso de soldaduras de filete que unen aletas y alma en las secciones ensambladas, en las cuales se permite que los agujeros de acceso de la soldadura terminen perpendiculares a la aleta.

Para los perfiles laminados tipo ASTM A6, grupos 4 y 5, y perfiles ensamblados con material de más de 50 mm de espesor, el corte térmico de los destijeres de vigas y los agujeros de acceso para soldadura deberá pulirse hasta obtener metal brillante. La inspección se hará por el método de las partículas magnéticas o por el método del tinte penetrante, realizados con anterioridad a la depositación de las soldaduras de empalme.

Si la porción de la curva de transición de los agujeros de acceso y los destijeres fueron hechas mediante agujeros pretaladrados o aserrados, esta porción del agujero o destijere no necesita ser pulida. Los agujeros de acceso y los destijeres de vigas de otras formas no necesitan pulirse ni tampoco requieren inspección con los métodos de la tinta penetrante y de las partículas magnéticas.

F.2.10.1.7 - *Resistencia mínima de las conexiones* - Las conexiones que hayan de transmitir esfuerzos se diseñarán para soportar una carga mayorada no inferior a 45 kN, excepto para elementos de enlace, templetes y riostras.

F.2.10.1.8 - *Colocación de soldaduras y pernos* - Los grupos de soldaduras o pernos en los extremos de cualquier miembro que trasmitan fuerzas axiales a tal miembro se colocarán en tal forma que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro a menos que se tengan en cuenta los esfuerzos producidos por la excentricidad. Lo anterior no es aplicable a las conexiones de los extremos de miembros de ángulo sencillo, ángulos dobles o miembros similares estáticamente cargados.

F.2.10.1.9 - *Pernos en combinación con soldaduras* - En nuevos trabajos se considera que los pernos comunes A307 o los pernos de alta resistencia, utilizados en conexiones tipo aplastamiento, no comparten la carga con las soldaduras. Siempre que se utilicen soldaduras en este tipo de junta, deberán diseñarse para soportar toda la carga en la conexión. En cambio los pernos de alta resistencia, utilizados en conexiones de deslizamiento crítico pueden compartir la carga con las soldaduras.

Cuando se hagan modificaciones de soldaduras en estructuras, los remaches y los pernos de alta resistencia existentes apretados según los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico pueden utilizarse para resistir las cargas muertas originales y la soldadura necesitará solamente suministrar la resistencia adicional de diseño requerida.

F.2.10.1.10 - *Pernos de alta resistencia en combinación con remaches* - En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas de acuerdo con las estipulaciones de F.2.10.3, se considera que los remaches y los pernos de alta resistencia pueden compartir las cargas, tanto en trabajos nuevos como en modificaciones.

F.2.10.1.11 - *Limitaciones en conexiones soldadas y empernadas* - Deben utilizarse soldaduras o pernos de alta resistencia totalmente tensionados (véase la tabla F.2-7), en las siguientes conexiones:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de varios pisos de 60 metros o más de altura.
- Empalmes de columnas en estructuras de varios pisos de 30 a 60 metros de altura, si la dimensión mínima horizontal es inferior al 40% de la altura.

- Empalmes de columnas en estructuras de varios pisos de menos de 30 metros de altura, si la dimensión mínima horizontal es inferior al 25% de la altura.
- Todas las conexiones de vigas a columnas y de vigas entre sí, cuando de ellas depende el arriostramiento de las columnas, en estructuras de más de 40 metros de altura.
- En todas las estructuras que soportan grúas de más de cinco toneladas de capacidad en los siguientes sitios: empalmes de cerchas de cubierta y conexiones de cerchas a columnas, empalmes de columnas, arriostramientos de columnas, pies de amigos y apoyos de la grúa.
- Conexiones para soportar maquinaria en movimiento u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos.
- Cualquier otra conexión estipulada en los planos de diseño.

En todos los otros casos las conexiones pueden hacerse con pernos A307 o pernos de alta resistencia normalmente apretados sin holgura.

Para los fines de este numeral se tomará como altura de una estructura de varios pisos la distancia vertical entre el nivel del andén y el punto más alto de las vigas de cubierta en el caso de techos planos, o a la altura media de la cubierta cuando se trate de techos con una pendiente superior a 22% (12.5°). Cuando no se haya establecido el nivel del andén, o cuando la estructura no esté contigua a una calle, se utilizará el nivel promedio del terreno inmediato en lugar del nivel del andén. Los altillos se pueden excluir en el cálculo de la altura de la estructura.

F.2.10.2 - SOLDADURAS - Se aplican todas las estipulaciones del Código de Soldadura Estructural de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS, excepto el Capítulo 10 - Estructuras tubulares, que está fuera del alcance de estas normas. Los siguientes requisitos se aplican en estas especificaciones en lugar de los requisitos del código AWS:

F.2.10.1.5 y F.2.10.1.6 en lugar de la sección 3.2.5 del AWS.
F.2.10.2.2 en lugar de la sección 2.3.2.4 del AWS.
Tabla F.2-6 en lugar de la Tabla 8.1 del AWS.
Tabla F.2-19 en lugar de la sección 2.5 del AWS.
F.2.11.3 y F.2.20.2 en lugar del capítulo 9 del AWS.
F.2.13.2.2 en lugar de la sección 3.2.2 del AWS.

F.2.10.2.1 - *Soldaduras acanaladas*

(a) *Area efectiva* - El área efectiva de soldaduras acanaladas deberá ser la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor de la garganta efectiva. La longitud efectiva de una soldadura acanalada será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración completa será el espesor de la parte unida más delgada.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la tabla F.2-2.

El espesor efectivo de una garganta convexa de la soldadura acanalada presente en la unión de las dos barras circulares o con dobleces a 90° en secciones dobladas, cuando se rellena a ras serán las indicadas en la tabla F.2-3. Para verificar que la garganta efectiva ha sido obtenida consistentemente, se escogerán soldaduras al azar para cada procedimiento de soldadura, o las secciones a ensayar si así lo requieren las especificaciones técnicas del proyecto.

Se permiten gargantas efectivas mayores que aquellas especificadas en la tabla F.2-3, siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede garantizar consistentemente espesores de gargantas efectivas mayores.

La calificación consistirá en seccionar la soldadura normal a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento debe efectuarse en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango usado en la fabricación o según lo requieran las especificaciones del proyecto.

(b) ***Limitaciones*** **-** El mínimo espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial deberá ser el indicado en la tabla F.2-4. El tamaño de la soldadura se determina por la parte más gruesa de las dos partes unidas, excepto que este tamaño no necesita exceder el espesor de la parte más delgada cuando se requiere, por cálculo de esfuerzos, un tamaño mayor. Para este caso se debe tener cuidado particular de proveer suficiente precalentamiento para la buena calidad de la soldadura.

Tabla F.2-2
Espesor efectivo de la garganta de soldaduras acanaladas de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición de soldadura	Incluido el ángulo de la raíz de la garganta	Espesor efectivo de la garganta
Arco metálico con electrodo protegido o arco sumergido	Todas	Juntas en U o J	Profundidad del bisel
Arco metálico con gas		Junta en media V o en V ³ 60°	
Arco con fundente en el núcleo		Junta en media V o en V < 60° pero ³ 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm

Tabla F.2-3
Espesor efectivo en gargantas convexas de soldaduras acanaladas

Tipo de soldadura	Radio de la barra (R) o doblez	Espesor efectivo de garganta
Garganta convexa en media V	Todos	5/16 R
Garganta convexa en V	Todos	1/ 2 R*

*Utilícese **3/8R** para soldadura por arco con gas (excepto en el proceso de transferencia por corto circuito) cuando **R ³ 25** mm.

F.2.10.2.2 - ***Soldaduras de filete***

(a) ***Area efectiva*** **-** El área efectiva de las soldaduras de filete será el definido por la sección D.1.1 Artículo 2.3.2, excepto el artículo 2.3.2.4, del Código de Soldadura Estructural de la Sociedad Americana de Soldadura.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara exterior del filete, excepto que en soldaduras de filete por el proceso de arco sumergido, el espesor de la garganta efectiva será igual al tamaño del cateto, para soldaduras de 10 mm o menores, e igual a la garganta teórica más 3 mm para soldaduras mayores de 10 mm.

Para soldaduras de filete en agujeros y ranuras, la longitud efectiva será la longitud del eje de la soldadura a lo largo del plano a través de la garganta. En el caso de filetes superpuestos, el área efectiva no deberá exceder el área transversal nominal del hueco o ranura, en el plano de la superficie de contacto.

(b) ***Limitaciones*** **-** El tamaño mínimo de soldaduras de filete no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni debe ser inferior a los dados en la tabla F.2-5, la cual está basada en experiencias anteriores y proporciona márgenes para esfuerzos no tomados en cuenta durante la fabricación, manejo, transporte y montaje. Estos requisitos no se aplican a refuerzos con soldaduras de filete en juntas con soldaduras de penetración parcial o completa.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete que conectan las partes deberá ser:

- A lo largo de los bordes de material con espesor menor de 6 mm, no mayor que el espesor del material.
- A lo largo de los bordes de material con espesor de 6 mm o más, no mayor que el espesor del material menos 2.0 mm; excepto cuando se indique específicamente en los planos que la soldadura debe engrosarse para obtener el espesor completo de la garganta. Para este caso, la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura se permite que sea menor de 2.0 mm ya que el tamaño de la soldadura es fácilmente verificable.

- Para conexiones de aletas con alma y conexiones similares, el tamaño real de la soldadura no necesita ser mayor que el requerido para desarrollar la capacidad del alma, y por lo tanto los requisitos dados en la tabla F.2-5 no son aplicables.

- La mínima longitud efectiva de las soldaduras de filete diseñadas con base en su resistencia no deberá ser inferior a cuatro veces su tamaño nominal, o de otro modo, se considera que el tamaño de la soldadura no sobrepasa 1/4 de su longitud efectiva. Si solamente se usan soldaduras de filete longitudinal en las conexiones extremas de barras planas de miembros a tensión, la longitud de cada filete no será inferior a la distancia perpendicular entre ellos. El espaciamiento transversal de soldaduras de filete longitudinales usadas en las conexiones extremas de miembros a tensión deberá hacerse de acuerdo con F.2.2.3.

- La longitud máxima efectiva de las soldaduras de filete sometidas a fuerzas paralelas a la soldadura, tales como empalmes traslapados, no deberá exceder de 70 veces el lado de la soldadura de filete. Se puede suponer una distribución uniforme de esfuerzos a lo largo de la longitud máxima efectiva de la soldadura.

- Se pueden utilizar soldaduras de filete intermitentes para transferir los esfuerzos calculados a través de una junta o de las superficies de contacto cuando la resistencia requerida es menor que la desarrollada por una soldadura de filete continua del tamaño más pequeño permitido y también para unir los componentes de miembros ensamblados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será inferior a cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 mm.

- En juntas traslapadas, la mínima longitud de traslapo será igual a cinco veces el espesor de la parte más delgada unida, pero no menor de 25 mm. Las juntas traslapadas que unen platinas o barras solicitadas por esfuerzos axiales deberán tener soldadura de filete a lo largo del extremo de ambas partes traslapadas, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas está suficientemente restringida para impedir la abertura de la junta bajo máxima carga.

- No deberán terminarse soldaduras de filete en los extremos o lados de elementos o miembros. Deberán rematarse en forma contínua alrededor de las esquinas en una distancia no inferior a dos veces el tamaño nominal de la soldadura o deberán terminarse a una distancia del extremo o borde no menor que el tamaño nominal de la soldadura. Para detalles y elementos estructurales tales como ménsulas, asientos de vigas, ángulos de montaje y platinas simples de extremo que estén sujetas a fuerzas cíclicas (fatiga) fuera de su plano y/o momentos de frecuencia y magnitud que tiendan a iniciar una falla progresiva de la soldadura, las soldaduras de filete deben rematarse alrededor del lado o extremo en una distancia mayor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Para ángulos de montaje y conexiones con platinas de extremo simples que dependen de la flexibilidad de las aletas salientes para la flexibilidad de la conexión, los remates doblando las esquinas, si se utilizan, no deben exceder 4 veces el tamaño nominal de la soldadura. Las soldaduras de filete que se encuentran en lados opuestos de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común de ambas soldaduras. Estos remates deberán indicarse en los planos de diseño y de detalles.

- Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras pueden utilizarse para trasmitir cortante en juntas traslapadas o para evitar el pandeo o separación de elementos traslapados y para unir los componentes de miembros ensamblados. Tales soldaduras pueden traslaparse, sujetas a las estipulaciones de F.2.10.2. Las soldaduras de filete en agujeros o ranura no se han de considerar como soldaduras de tapón o de ranura.

F.2.10.2.3 - *Soldaduras de tapón y de ranura*

(a) ***Area efectiva*** - Se considera como área efectiva para resistir el cortante en soldaduras de tapón y de ranura el área nominal del agujero o de la ranura en el plano de la superficie de contacto.

Tabla F.2-4
Mínimo espesor de la garganta efectiva de soldaduras acanaladas de penetración parcial

Espesor del material de la parte más gruesa a unir, (mm)	Espesor mínimo de la garganta efectiva * (mm)
Hasta 6 (1/4") inclusive	3
de 6 a 13 (1/4"-1/2")	5
de 13 a 19 (1/2"-3/4")	6
de 19 a 38 (3/4"-1½")	8
de 38 a 57 (1½"-2¼")	10
de 57 a 152 (2¼"-6")	13
mayor de 152 (6")	16

*Véase F.2.10.2

Tabla F.2-5
Mínimo tamaño de soldadura de filete**

Espesor del material de la parte más gruesa a unir (mm)	Mínimo tamaño de la soldadura de filete* (mm)
Hasta 7 (1/4") inclusive	3
de 7 a 13 (1/4"-1/2")	5
de 13 a 19 (1/2"-3/4")	6
mayor de 19 (3/4")	8

* Dimensión del lado de soldaduras de filete. Debe aplicarse en una sola pasada
** Véase F.2.10.2.2 literal (b) para el tamaño máximo de las soldaduras de filete.

(b) ***Limitaciones*** - Las soldaduras de tapón y de ranura se pueden usar para trasmitir cortante en juntas traslapadas o para impedir el pandeo de las partes traslapadas y para unir las partes componentes de miembros ensamblados.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el espesor de la parte que los contiene más 8 mm, ni mayor que el diámetro mínimo mas 3 mm o de 2.25 veces el espesor de la soldadura.

La distancia mínima, entre centros de agujeros de soldaduras de tapón será cuatro veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura de una soldadura de esta clase no deberá exceder 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm, ni mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas, con un radio no menor que el espesor de la parte que la contiene, excepto aquellos extremos que se extienden hasta el borde del elemento.

La distancia mínima entre las líneas de soldadura de ranura en el sentido transversal a su longitud será 4 veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros de soldadura en el sentido longitudinal sobre cualquier línea deberá ser dos veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en materiales de 16 mm (5/8") o menos de espesor, será igual al espesor del material. En materiales de espesor mayor de 16 mm, el espesor de la soldadura será como mínimo igual a la mitad del espesor del material pero no inferior a 16 mm.

F.2.10.2.4 - ***Resistencia de diseño*** **-** La resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor entre $\mathbf{f F_{BM} A_{BM}}$ y $\mathbf{f F_w A_w}$, según sea aplicable. Los valores de $\mathbf{f}$, $\mathbf{F_{BM}}$, $\mathbf{F_w}$ y sus limitaciones se dan en la tabla F.2-6.

en donde:

$\mathbf{F_{BM}}$ = resistencia nominal del material base, MPa
$\mathbf{F_w}$ = resistencia nominal del electrodo de soldadura, MPa
$\mathbf{A_{BM}}$ = área de la sección transversal del material base, mm²
$\mathbf{A_w}$ = área efectiva de la sección transversal de la soldadura, mm²
$\mathbf{f}$ = coeficiente de resistencia

Tabla F.2-6
Resistencia de diseño de soldaduras

Tipo de soldadura y esfuerzo (a)	Material	Coeficiente de resistencia nominal	Resistencia nominal de la soldadura F_{BM} o F_w	Nivel requerido (b, c)
Soldaduras acanaladas de penetración total				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se debe usar soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante sobre el área efectiva	Base Electrodo	0.90 0.80	$0.60F_y$ $0.60F_{EXX}$	
Soldaduras acanaladas de penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (d)				
Cortante paralelo al eje de soldadura	Base Electrodo	0.75	(*e*) $0.60F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base Electrodo	0.90 0.80	F_y $0.60F_{EXX}$	
Soldaduras de filete				
Cortante sobre el área efectiva	Base Electrodo	0.75	(f) $0.60F_{EXX}$	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralelas al eje de soldadura (d)	Base	0.90	F_y	
Soldaduras de tapón o de ranura				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base Electrodo	0.75	(*e*) $0.60F_{EXX}$	Se puede utilizar con soldadura con nivel de resistencia igual o menor que el de la soldadura compatible.

Notas:

(a) Para la definición del área efectiva, véase F.2.10.2.

(b) Para la soldadura "compatible", véase la tabla 4.1.1, del Código Colombiano de Soldadura de FEDESTRUCTURAS

(c) Se permite soldadura con una resistencia superior en un nivel a la de la soldadura "compatible".

(d) Las soldaduras de filete y las acanaladas de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre aleta y alma, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos a tensión o a compresión en estos elementos paralelos al eje de las soldaduras.

(e) El diseño del material conectado está gobernado por F.2.10.4 y F.2.10.5.

(f) Véase F.2.19.1 para una resistencia de diseño alterna.

Alternativamente, las soldaduras de filete cargadas en su propio plano pueden ser diseñadas de acuerdo con F.2.19.1.1.

F.2.10.2.5 - *Combinación de soldaduras* - Si dos o más tipos generales de soldaduras (acanalada, filete, tapón, ranura) se combinan en una junta sencilla, la resistencia de diseño de cada una se calcula separadamente con relación al eje del grupo con el fin de determinar la resistencia de diseño del grupo.

F.2.10.2.6 - *Escogencia de electrodos* - La selección de los electrodos que deben usarse en soldaduras acanaladas de penetración completa solicitadas por tensión normal al área efectiva está definida por los requisitos para aceros compatibles dados en el Código de la Sociedad Americana de Soldadura, adaptado por FEDESTRUCTURAS.

F.2.10.2.7 - *Metal de aporte mixto* - Cuando se requiere un índice de tenacidad a la ranura, los componentes de todo el metal de aporte, el punteo de soldadura, las pasadas de la raíz y las pasadas subsiguientes depositadas en la unión deberán ser compatibles para garantizar la tenacidad del metal de aporte compuesto.

F.2.10.2.8 - P*recalentamiento para secciones pesadas* - Para los miembros ensamblados soldados fabricados con placas de más de 50 mm de espesor y perfiles laminados tipo ASTM A6 grupos 4 y 5, deberá usarse un precalentamiento mayor o igual a 180°C cuando se hagan empalmes con soldadura acanalada.

F.2.10.3 - PERNOS Y PARTES ROSCADAS

F.2.10.3.1 - *Pernos de alta resistencia* - Excepto que se exija lo contrario en esta especificación, el uso de pernos de alta resistencia deberá cumplir con las estipulaciones de las normas ASTM A325 o A490, "Especificación para pernos en uniones de acero estructural- 1985", aprobada por el "Research Council on Structural Connections".

En todos los casos de conexiones a tensión y aplastamiento en que se requiera apretar pernos NTC 858 (ASTM A449) a más del 50% de su resistencia mínima especificada, habrá de colocarse una arandela de acero templado ASTM F436 bajo la cabeza del perno; a su vez las tuercas deben cumplir con los requisitos de la norma ASTM A563. Cuando se ensamblen, todas las superficies de juntas, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, deberán estar libres de escamas, excepto escamas de laminación no protuberantes. Todos los pernos A325 (Gr5) y NTC 4028 (ASTM A490 Gr8), excepto como se indique más adelante, deberán apretarse a una tensión no inferior a la indicada en la tabla F.2-7. El apriete deberá realizarse por el método de giro de tuerca, un indicador directo de tensión, un torcómetro, o pernos de diseño alterno.

Los pernos en conexiones que no están solicitadas por cargas de tensión, donde puede permitirse algún deslizamiento y donde el aflojamiento o fatiga a causa de vibraciones o fluctuaciones de carga no son consideraciones de diseño, solamente necesita apretarse normalmente. Esta condición se logra con el apriete obtenido por unos pocos golpes de una llave de impacto o el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave común, garantizando así un contacto firme entre las partes conectadas. Para apretar los pernos en esta condición normal, debe utilizarse el valor de resistencia nominal de la tabla F.2-8 para conexiones tipo aplastamiento. Estos pernos estarán claramente identificados en los planos de taller y de montaje.

Cuando se usen pernos NTC 4028 (ASTM A490) con diámetros mayores de 25.4 mm en agujeros agrandados o de ranura localizados en caras exteriores, se deberá utilizar una arandela de acero templado que cumpla la norma ASTM F436 en lugar de una arandela estándar, excepto si se tiene un espesor mínimo de 8 mm.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la dirección de la carga está dirigida hacia el borde de un elemento conectado, deberá proporcionarse una adecuada resistencia al aplastamiento bajo carga mayorada de acuerdo con los requisitos aplicables de F.2.10.3.10.

Tabla F.2-7
Mínima tensión de pernos, kilonewtons*

Tamaño del perno mm (pulgadas)	Pernos A325	Pernos NTC 4028 (ASTM A490)
12.7 (1/2)	55	70
15.9 (5/8)	80	110
19.1 (3/4)	120	160
22.2 (7/8)	170	215
25.4 (1)	225	285
28.6 (1 1/8)	250	350
31.8 (1 1/4)	315	450
34.9 (1 3/8)	380	540
38.1 (1 1/2)	455	660

* Igual a 0.70 de la mínima resistencia a tensión de los pernos, redondeada a las 5 kN de acuerdo con las normas ASTM A325 y NTC 4028 (ASTM A490) para pernos con roscas UNC.

F.2.10.3.2 - *Perforaciones: tamaño y requisitos de empleo*

(a) En conexiones de deslizamiento crítico en las que la dirección de la carga está dirigida hacia el borde de un elemento conectado, deberá proporcionarse una capacidad adecuada al aplastamiento bajo carga mayorada de acuerdo con los requisitos aplicables de F.2.10.3.10.

(b) Los tamaños máximos de las perforaciones para pernos y remaches se encuentran estipulados en la tabla F.2-9, excepto que pueden utilizarse perforaciones mayores, en los diseños de las bases de las columnas, necesarias por las tolerancias en la localización de pernos de anclaje en las fundaciones de concreto.

(c) Deben proveerse perforaciones estándares en las conexiones miembro a miembro, a menos que el diseñador apruebe el uso de perforaciones agrandadas, de ranura corta o larga. Podrán utilizarse platinas de relleno hasta de 6 mm (1/4") en las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con base en perforaciones estándares sin reducir la resistencia de corte nominal del conector a aquella especificada para perforaciones ranuradas.

(d) Perforaciones agrandadas pueden utilizarse en cualquiera o en todos los empalmes de conexiones por fricción, pero no en las conexiones por aplastamiento. Deberán instalarse arandelas endurecidas sobre las perforaciones agrandadas en las caras de un empalme exterior.

(e) Perforaciones de ranura corta pueden utilizarse en cualquiera o en todos los empalmes de conexiones de deslizamiento crítico o por aplastamiento. Las ranuras pueden utilizarse sin considerar la dirección de la carga en las conexiones de deslizamiento crítico pero la longitud de la ranura será perpendicular a la dirección de la carga en conexiones por aplastamiento. Se colocarán arandelas sobre las perforaciones de ranura cortante en la platina exterior; cuando se utilicen pernos de alta resistencia las arandelas deberán ser endurecidas.

(f) Perforaciones de ranura larga pueden utilizarse solamente en una de las partes de empalme de una conexión de deslizamiento crítico o por aplastamiento en una superficie de contacto individual. Las perforaciones de ranura larga pueden utilizarse sin considerar la dirección de la carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero serán perpendiculares a la dirección de la carga en conexiones por aplastamiento. Cuando se utilicen perforaciones de ranura larga en una platina exterior, se proveerán arandelas de platina o platinas continuas con perforaciones estándares, de tamaño suficiente para cubrir totalmente la ranura después de instalarla. En conexiones con pernos de alta resistencia, las arandelas de platina o las platinas continuas deberán tener un espesor no inferior a 8 mm (5/16 de pulgada) y ser de un material de grado estructural no necesariamente endurecido. Si se requieren arandelas endurecidas para los pernos de alta resistencia, éstas deberán colocarse sobre la superficie exterior de la arandela de platina o de la platina continua.

F.2.10.3.3 - *Separación mínima* - La distancia entre centros de perforaciones de conectores estándares, agrandadas o ranuradas no podrá ser menor a 2-2/3 veces el diámetro nominal del conector; se prefiere una distancia de $3d$. Véase F.2.10.3.10 para los requisitos de resistencia por aplastamiento.

F.2.10.3.4 - *Distancia mínima al borde* - La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de la parte conectada no será inferior al valor aplicable de la tabla F.2-10 ni al requerido en F.2.10.3.10.

La distancia del centro de una perforación agrandada o ranurada al borde de una parte conectada no será inferior a la prevista para una perforación estándar más el incremento aplicable C_2 de la tabla F.2-14. Véase F.2.10.3.10 para los requisitos de resistencia por aplastamiento.

F.2.10.3.5 - *Distancia al borde y espaciamientos máximos* - La distancia máxima del centro de cualquier perno o remache al borde más próximo de las partes en contacto será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración pero sin exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de conectores de elementos en contacto continuo consistentes en una placa y un perfil o en dos placas será:

a) Para miembros pintados o sin pintar que no estén sometidos a corrosión, el espaciamiento no será mayor de 24 veces el espesor de la placa más delgada ni 300 mm.

b) Para miembros de acero sin pintar sometidos a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no será mayor de 14 veces el espesor de la placa más delgada ni 175 mm.

Tabla F.2-8
Resistencia de diseño en sujetadores

Descripción de los sujetadores	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coeficiente de resistencia **f**	Resistencia nominal MPa	Coeficiente de resistencia **f**	Resistencia nominal MPa
Pernos A307	0.75	310 (a)	0.75	165 (b, e)
Pernos A325 cuando hay roscas en los planos de corte		620 (d)		330 (e)
Pernos A325, cuando no hay roscas en los planos de corte		620 (d)		415 (e)
Pernos NTC 4028 (ASTM A490), cuando hay roscas en los planos de corte		780 (d)		415 (e)
Pernos NTC 4028 (ASTM A490), cuando no hay roscas en los planos de corte		780 (d)		520 (e)
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de F.2.1.3, cuando hay roscas en los planos de corte		$\mathbf{0.75F_u}$ (a, c)		$\mathbf{0.40F_u}$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de F.2.1.3, cuando no hay roscas en los planos de corte		$\mathbf{0.75F_u}$ (a, c)		$\mathbf{0.50F_u}$ (a, c)
Remaches grado 1, colocados en caliente NTC 4033 (ASTM A502)		310 (a)		170 (e)
Remaches grados 2 y 3, colocados en caliente NTC 4033 (ASTM A502)		415 (a)		225 (e)

Notas:

(a) Unicamente para carga estática

(b) Se aceptan roscas en los planos de corte

(c) La capacidad a tensión de la porción roscada de una barra, con extremos ensanchados basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_D, será mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento

(d) Para pernos A325 y NTC 4028 (ASTM A490) sujetos a cargas de fatiga, véase F.2.20.2

(e) Los valores tabulados se reducirán en un 20% cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros en tensión tengan una disposición de sujetadores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 1250 mm

Tabla F.2-9
Dimensiones nominales de perforaciones, mm

Diámetro del perno mm (pulgada)	Dimensiones de perforaciones (mm)			
	Estándar (Diámetro)	Agrandadas (Diámetro)	Ranuras cortas (ancho x largo)	Ranuras largas (ancho x largo)
12.7 (1/2")	14	16	14 x 18	14 x 35
15.9 (5/8")	18	20	18 x 22	18 x 40
19.1 (3/4")	21	24	21 x 26	21 x 45
22.2 (7/8")	24	28	24 x 30	24 x 55
25.4 (1")	27	32	27 x 34	27 x 60
28.6 (≥1 1/8")	d + 3	d + 8	(d+3) x (d+10)	(d+3) x (2.5 d)

F.2.10.3.6 - *Resistencia de diseño para tensión o cortante* - La resistencia de diseño para tensión o cortante de pernos de alta resistencia o de partes roscadas es $\mathbf{f\ F_n A_b}$,

en donde:

$\mathbf{f}$ = coeficiente de resistencia dado en la tabla F.2-8

$\mathbf{F_n}$ = resistencia nominal a la tensión $\mathbf{F_t}$ o resistencia al corte $\mathbf{F_v}$, dada en la tabla F.2-8, MPa

$\mathbf{A_b}$ = área nominal del vástago sin roscas del perno o parte roscada (para varillas ensanchadas, véase la nota (c) de la tabla F.2-8), mm²

La carga aplicada será la suma de las cargas mayoradas y de cualquier tensión resultante del efecto de tenaza producido por la deformación de las partes conectadas.

Tabla F.2-10
Distancia mínima al borde[(a)], mm
(Centro de la perforación estándar[(b)] al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del perno o remache mm (pulgada)	En bordes cortados con cizalla	En bordes laminados de platinas, perfiles o barras y bordes cortados con soplete (c)
12.7 (1/2")	22	19
15.9 (5/8")	29	22
19.1 (3/4")	32	25
22.2 (7/8")	38 (d)	29
25.4 (1")	44 (d)	32
28.6 (1 1/8")	51	38
31.8 (1 1/4")	57	41
31.8 (≥1 1/4")	1.75 x diámetro	1.25 x diámetro

Notas:

(a) Se permiten distancias al borde menores a las dadas en esta tabla si se satisfacen las ecuaciones de F.2.10.3.10, las que sean aplicables.

(b) Para huecos agrandados o ranurados, véase la tabla F.2-14.

(c) Todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando la perforación está en un punto en donde el esfuerzo no exceda el 25% de la máxima resistencia de diseño en el elemento.

(d) Pueden ser 32 mm en los extremos de ángulos de conexión de vigas y platinas de extremo de cortante.

F.2.10.3.7 - ***Esfuerzo combinado de cortante y de tensión en conexiones tipo aplastamiento*** - La resistencia de diseño de un perno o remache sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y corte es $\mathbf{f\,F_t A_b}$, donde $\mathbf{f = 0.75}$ y el esfuerzo nominal de tensión $\mathbf{F_t}$ será el calculado con las ecuaciones de la tabla F.2-11 como una función del esfuerzo de corte requerido $\mathbf{f_v}$ producido por las cargas mayoradas. La resistencia de diseño al corte $\mathbf{f\,F_v}$ tabulada en la tabla F.2-8 deberá ser mayor o igual que el esfuerzo de corte $\mathbf{f_v}$.

F.2.10.3.8 - ***Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico*** - El diseño para corte de pernos de alta resistencia en juntas de deslizamiento crítico se realizará de acuerdo con este numeral y se deberán verificar por aplastamiento de acuerdo con F.2.10.3.2 y F.2.10.3.10.

En las conexiones por deslizamiento crítico sometidas a cargas de servicio, la resistencia de diseño a corte de un perno es $\mathbf{f\,F_v A_b}$,

en donde:

$\mathbf{f}$ = 1.0 para huecos estándar, agrandados, de ranura corta y de ranura larga perpendicular a la línea de acción de la fuerza

$\mathbf{f}$ = 0.85 para huecos de ranura larga paralela a la línea de acción de la fuerza

$\mathbf{F_v}$ = resistencia nominal al corte por deslizamiento crítico, dada en la tabla F.2-12, MPa

La resistencia de diseño al corte deberá ser mayor o igual al corte en el perno debido a las cargas de servicio. Cuando la combinación de carga incluye cargas de viento en combinación con cargas muertas y vivas, el cortante total en el perno debido a la combinación de los efectos de las cargas de servicio puede ser multiplicado por 0.75.

Los valores de $\mathbf{F_v}$ dados en la tabla F.2-12 están calculados con base en un coeficiente de deslizamiento de 0.33 para superficies Clase A, correspondientes a superficies limpias de escamas de laminación y superficies limpiadas con chorro y revestidas con un recubrimiento Clase A. Cuando se especifica en el diseño, la resistencia nominal al deslizamiento para conexiones que tengan condiciones especiales de superficies de contacto puede ajustarse hasta los valores aplicables en el método de diseño con coeficientes de carga y de resistencia del "Research Council on Structural Connections".

Se permite el uso de platinas de relleno con espesor inferior a 6.4 mm en conexiones que sean diseñadas por deslizamiento crítico usando huecos estándar sin reducción de la resistencia de diseño al corte del conector especificada para huecos ranurados.

Tabla F.2-11
Esfuerzo límite a tensión (F_t), para sujetadores en conexiones tipo aplastamiento, MPa

Descripción del sujetador	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca excluida del plano de corte
Pernos NTC 4034 (ASTM A307)	$407 - 1.9\ f_v$ £ 310	
Pernos ASTM A325	$807 - 1.9\ f_v$ £ 620	$807 - 1.5\ f_v$ £ 620
Pernos NTC 4028 (ASTM A490)	$1010 - 1.9\ f_v$ £ 780	$1010 - 1.5\ f_v$ £ 780
Partes roscadas, pernos NTC 858 (ASTM A449) de diámetro superior a 38.1 mm (1.5 pulgadas)	$0.98F_u - 1.9f_v$ £ $0.75F_u$	$0.98F_u - 1.5f_v$ £ $0.75F_u$
Remaches NTC 2374 (ASTM A502), grado 1	$407 - 1.8f_v$ £ 310	
Remaches NTC 2374 (ASTM A502), grado 2	$538 - 1.8f_v$ £ 414	

Tabla F.2-12
Esfuerzo cortante nominal en juntas de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia (a), MPa

Tipo de perno	Esfuerzo cortante nominal		
	Perforaciones estándar	Perforaciones agrandadas y de ranura corta	Perforaciones de ranura larga
ASTM A325	117	103	83
NTC 4028 (ASTM A490)	145	124	103

Notas:
(a) Por cada plano de corte

Para conexiones de deslizamiento crítico bajo cargas mayoradas, véase F.2.19.2.1.

F.2.10.3.9 - ***Esfuerzo combinado de cortante y de tensión en conexiones de deslizamiento crítico*** - El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sometidas a fuerzas de tensión deberá cumplir con los requisitos de éste y del anterior parágrafo.

La resistencia de diseño a corte de un perno en una conexión de deslizamiento crítico sometida a una fuerza de tensión T debida a cargas de servicio será el producto de la resistencia nominal de F.2.10.3.8 y del siguiente factor de reducción:

$$\left[1 - \frac{T}{T_b}\right]$$

en donde:
T_b = pretensionamiento mínimo del perno según la tabla F.2-7.

Para conexiones de deslizamiento crítico bajo cargas mayoradas, véase F.2.19.2.2.

F.2.10.3.10 - ***Esfuerzo de aplastamiento en agujeros de pernos*** - La resistencia de diseño por aplastamiento de los agujeros de pernos es $f\ R_n$,

en donde:

$f = 0.75$

R_n = resistencia nominal por aplastamiento

La resistencia por aplastamiento deberá verificarse tanto para conexiones tipo aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico. El uso de agujeros agrandados y de ranura corta y larga paralelos a la línea de la fuerza se restringe a conexiones de deslizamiento crítico de acuerdo con F.2.10.3.2.

Se definen a continuación los siguientes términos que se emplearán más adelante:

L_e = distancia a lo largo de la línea de la fuerza medida desde el borde de la parte conectada al centro del hueco estándar o al centro de los huecos de ranura corta o larga perpendiculares a la línea de la fuerza. Para huecos agrandados y huecos de ranura corta y larga paralelos a la línea de la fuerza, L_e será incrementado por el coeficiente C_2 de la tabla F.2-14, mm

s = distancia a lo largo de la línea de la fuerza entre centros de huecos estándar o entre centros de huecos de ranura larga o corta perpendiculares a la línea de la fuerza. Para huecos agrandados y huecos de ranura corta y larga paralelos a la línea de la fuerza, s será incrementado por el coeficiente de espaciamiento C_1 de la tabla F.2-13, mm

d = diámetro del perno, mm

F_u = resistencia a la tensión mínima especificada de la parte crítica, MPa

t = espesor de la parte crítica conectada. Para pernos y remaches con avellanado, debe restarse la mitad de la altura del avellanado

(a) Cuando $L_e \geq 1.5d$ y $s \geq 3d$ y hay dos o más pernos en la línea de la fuerza:

Para huecos estándar, huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de la fuerza, huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico y para huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico con el eje del hueco paralelo a la línea de la fuerza:

Si la deformación alrededor del agujero del perno es una consideración de diseño,

$$R_n = 2.4dtF_u \qquad \textbf{(F.2-57)}$$

Si la deformación alrededor del agujero del perno no es una consideración de diseño, para el perno más cercano al borde,

$$R_n = L_e tF_u \leq 3.0dtF_u \qquad \textbf{(F.2-58)}$$

y para los otros pernos,

$$R_n = \left(s - \frac{d}{2}\right)tF_u \leq 3.0dtF_u \qquad \textbf{(F.2-59)}$$

Para agujeros de ranura larga para pernos perpendiculares a la línea de la fuerza:

$$R_n = 2.0dtF_u \qquad \textbf{(F.2-60)}$$

(b) Cuando $L_e < 1.5d$ o $s < 3d$ o para un perno individual en la línea de la fuerza:

Para huecos estándar, huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de la fuerza, huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico y para huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico con el eje del hueco paralelo a la línea de la fuerza:

Para el hueco de un perno individual o para el hueco del perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos de pernos en la línea de la fuerza,

$$R_n = L_e t F_u \leq 2.4 d t F_u \qquad \textbf{(F.2-61)}$$

y para los otros pernos,

$$R_n = \left(s - \frac{d}{2}\right) t F_u \leq 2.4 d t F_u \qquad \textbf{(F.2-62)}$$

Para huecos de pernos de ranura larga perpendiculares a la línea de la fuerza:

Para el hueco de un perno individual o para el hueco del perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos de pernos en la línea de la fuerza,

$$R_n = L_e t F_u \leq 2.0 d t F_u \qquad \textbf{(F.2-63)}$$

y para los otros pernos,

$$R_n = \left(s - \frac{d}{2}\right) t F_u \leq 2.0 d t F_u \qquad \textbf{(F.2-64)}$$

Tabla F.2-13
Valores del incremento de separación C_1, mm

Diámetro nominal del conector mm (pulgada)	Perforaciones agrandadas	Perforaciones ranuradas		
		Perpendiculares a la línea de la fuerza	Paralelas a la línea de la fuerza	
			Ranuras cortas	Ranuras largas (a)
≤ 22.2 (7/8")	3	0	5	1.5 d - 2
25.4 (1")	5	0	6	37
≥ 28.6 (1 1/8")	6	0	8	1.5 d - 2

Nota:
(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la tabla F.2-11, el incremento C_1 puede reducirse en la diferencia entre la longitud máxima y la longitud real de la ranura

Tabla F.2-14
Valores del incremento de distancia al borde C_2, mm

Diámetro nominal del conector mm (pulgada)	Perforaciones agrandadas	Perforaciones ranuradas		
		Perpendiculares al borde		Paralelas al borde
		Ranuras cortas	Ranuras largas (a)	
≤ 22.2 (7/8")	2	3	3/4 d	0
25.4 (1")	3	3		
≤ 28.6 (1 1/8")	3	5		

Nota:
(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permisible (véase la tabla F.2-11), C_2 puede reducirse a la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura

F.2.10.3.11 - *Pernos esbeltos* - El número de pernos NTC 4034 (ASTM A307) que proporcionen resistencias de diseño se aumentará en un 1% por cada incremento adicional de 2.0 mm en la longitud de agarre del perno, cuando ésta sea mayor de 5 diámetros.

F.2.10.4 - RESISTENCIA DE DISEÑO A LA ROTURA

F.2.10.4.1 - *Resistencia a la rotura por cortante* - La resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo del plano de falla por corte en los elementos afectados de miembros conectados será $f R_n$,

en donde:

$f = 0.75$

$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$

A_{nv} = área neta sometida a corte, mm²

F.2.10.4.2 - *Resistencia a la rotura por tensión* - La resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo de la trayectoria de tensión en los elementos afectados de miembros conectados será fR_n,

en donde:

$f = 0.75$
$R_n = F_u A_{nt}$
A_{nt} = área neta sometida a tensión, mm²

F.2.10.4.3 - *Resistencia a la rotura por bloque cortante* - El bloque cortante es un estado límite en el que la resistencia es determinada sumando la resistencia al corte de la o las trayectorias de falla y la resistencia a la tensión de un segmento perpendicular. La resistencia a la fractura por bloque cortante se verificará en conexiones de extremo en vigas, donde la aleta superior se destijera y en situaciones similares, tales como en los miembros a tensión y platinas de unión. Cuando se utiliza la resistencia última sobre la sección neta de un segmento para determinar su resistencia, deberá utilizarse el esfuerzo de fluencia en la sección bruta del segmento perpendicular. La resistencia de diseño a la rotura por bloque cortante fR_n se determinará como sigue:

Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$:

$$fR_n = f\left[0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}\right] \qquad \textbf{(F.2-65)}$$

Cuando $0.6 F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$:

$$fR_n = f\left[0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}\right] \qquad \textbf{(F.2-66)}$$

en donde:
f = 0.75
A_{gv} = área bruta sometida a corte, mm²
A_{gt} = área bruta sometida a tensión. mm²
A_{nv} = área neta sometida a corte, mm²
A_{nt} = área neta sometida a tensión, mm²

F.2.10.5 - ELEMENTOS DE CONEXION - Este numeral se aplica al diseño de elementos de conexión, tales como platinas, cartelas, ángulos, ménsulas y tableros de conexiones viga-columna.

F.2.10.5.1 - *Conexiones excéntricas* - Los miembros solicitados por carga axial se conectarán en tal forma que sus ejes centroidales se intersecten en un punto siempre que sea posible. En caso contrario, deben considerarse los esfuerzos flectores y cortantes debidos a la excentricidad. Véase también F.2.10.1.8.

F.2.10.5.2 - *Resistencia de diseño de elementos de conexión a tensión* - La resistencia de diseño fR_n de los elementos soldados, empernados o remachados estáticamente solicitados por tensión (platinas de empalme y cartelas de unión) será el valor más bajo obtenido de los estados límites de fluencia, de rotura del elemento de conexión o de rotura en bloque por cortante.

(a) Por fluencia a tensión del elemento de conexión:

$$f = 0.90$$
$$R_n = A_g F_y \qquad \textbf{(F.2-67)}$$

(b) Por rotura a tensión del elemento de conexión

$$f = 0.75$$
$$R_n = A_n F_u \qquad \textbf{(F.2-68)}$$

donde A_n es el área neta y no debe exceder $0.85A_g$.

(c) Para rotura por bloque cortante de elementos de conexión, véase F.2.10.4.3.

F.2.10.5.3 - *Otros elementos de conexión* - Para todos los demás elementos de conexión, la resistencia de diseño fR_n se determinará para el estado límite aplicable a fin de garantizar que la resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida, donde R_n es la resistencia nominal que se ajusta a la geometría y al tipo de carga en el elemento. Para fluencia a corte del elemento de conexión:

$$f = 0.90$$
$$R_n = 0.60A_g F_y \qquad \textbf{(F.2-69)}$$

Si el elemento de conexión se encuentra sometido a compresión, deberá hacerse un análisis de estado límite apropiado.

F.2.10.6 - PLATINAS DE RELLENO - En construcciones soldadas cualquier platina de relleno con espesor igual o mayor a 6 mm deberá extenderse más allá de los bordes de la platina de empalme y deberá soldarse a la parte sobre la cual se acomode con suficiente soldadura para transmitir la carga de la platina de empalme, aplicada sobre la superficie de la platina de relleno. Las soldaduras que unen las platinas de empalme al elemento de relleno deberán poder transmitir la carga de la platina de empalme y deberán tener suficiente longitud para evitar sobrecargas en el elemento de relleno a lo largo de la ras de la soldadura. Cualquier platina de relleno con espesor menor de 6 mm deberá quedar a ras con los bordes de la platina de empalme. El tamaño de la soldadura deberá ser el requerido para transmitir la carga en la platina de empalme incrementado en el espesor de la platina de relleno.

Cuando los pernos o remaches que transmiten cargas atraviesan platinas de relleno con espesores superiores a 6 mm, excepto en conexiones diseñadas para deslizamiento crítico, dichas platinas deberán extenderse más allá del material de empalme. La extensión de la platina de relleno deberá asegurarse con suficientes pernos o remaches para distribuir el esfuerzo total del elemento sobre la sección combinada del elemento y de la platina de relleno, de lo contrario, se debe incluir en la conexión un número equivalente de sujetadores. Las platinas de relleno con espesores entre 6.4 mm y 19.1 mm inclusive, no necesitan extenderse y desarrollarse ya que la resistencia de diseño a cortante de los pernos se reduce por el coeficiente $0.016(t-6)$, donde t es el espesor total en mm de las platinas de relleno hasta 19.1 mm.

F.2.10.7 - EMPALMES - Los empalmes con soldaduras acanaladas en vigas y vigas ensambladas de alma llena se diseñarán para desarrollar la resistencia total de la pieza conectada más pequeña. Los otros tipos de empalmes en secciones transversales de vigas y vigas ensambladas de alma llena se diseñarán para desarrollar la resistencia requerida por las fuerzas en el punto de empalme.

F.2.10.8 - RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO - La resistencia al aplastamiento está dada por fR_n,

en donde:

$$f = 0.75$$

R_n se define más adelante de acuerdo a los diferentes tipos de apoyo.

F.2.10.8.1 - *Superficies maquinadas* - Para superficies maquinadas, de pasadores en perforaciones rimadas o taladradas y en extremos de rigidizadores de apoyo

$$R_n = 1.8F_y A_{pb} \qquad \textbf{(F.2-70)}$$

en donde:

F_y = esfuerzo mínimo especificado a la fluencia, MPa

A_{pb} = área de apoyo (en proyección), mm²

F.2.10.8.2 - ***Balancines y rodillos***

Si $d \leq 635$ mm,

$$R_n = 1.2\left(F_y - 90\right)\frac{\ell d}{20} \qquad \textbf{(F.2-71)}$$

Si $d > 635$ mm,

$$R_n = 30\left(F_y - 90\right)\frac{\ell\sqrt{d}}{20} \qquad \textbf{(F.2-72)}$$

en donde:

d = diámetro del rodillo o balancín, mm

ℓ = longitud de apoyo, mm

F.2.10.9 - BASES DE COLUMNAS Y APOYOS SOBRE CONCRETO - Se deberán tomar previsiones adecuadas para transmitir las cargas y momentos de columnas a las bases y las fundaciones.

En ausencia de especificaciones se podrá tomar $f_c P_p$ como la carga de diseño por aplastamiento sobre el concreto.

En el área total de un apoyo de concreto:

$$P_P = 0.85 f'_c A_1 \qquad \textbf{(F.2-73)}$$

En un área parcial de un apoyo en concreto:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \qquad \textbf{(F.2-74)}$$

en donde:

f = 0.60

A_1 = área de acero que descansa concéntricamente sobre un apoyo de concreto, mm²

A_2 = máxima área de la porción de la superficie soportada que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, mm²

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

F.2.10.10 - PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS EMBEBIDAS - Los pernos de anclaje y las barras embebidas se diseñarán de acuerdo con los criterios del Instituto Americano del Concreto (ACI) o del Instituto Americano del Concreto Preesforzado. Si se utilizan las cargas mayoradas y las combinaciones de carga dadas en B.2.5.2, se hará una reducción de los coeficientes f del ACI basada en la relación de coeficientes de carga dada en B.2.5.4 y en el ACI.

F.2.11 - FUERZAS CONCENTRADAS, EMPOZAMIENTO DE AGUA Y FATIGA

Esta sección cubre las consideraciones sobre la resistencia de diseño de miembros sometidos a fuerzas concentradas, empozamiento de agua y fatiga.

F.2.11.1 - ALETAS Y ALMAS CON FUERZAS CONCENTRADAS

F.2.11.1.1 - ***Bases de diseño*** - F.2.11.1.2 a F.2.11.1.7 se aplican a fuerzas concentradas simples y doble tal como se indica en cada numeral. Una fuerza concentrada simple es una fuerza de tensión o de compresión. Las fuerzas concentradas dobles son aquellas formadas por una fuerza de tensión y una de compresión, formando un par en el mismo lado del miembro cargado. Se requieren rigidizadores transversales en los puntos de aplicación de fuerzas concentradas de tensión de acuerdo con F.2.11.1.2 para el estado límite de flexión local

de la aleta y en los extremos no aporticados de vigas y vigas armadas de acuerdo con F.2.11.1.8. También se requieren rigidizadores transversales o platinas de refuerzo en los puntos de aplicación de cargas concentradas de acuerdo con F.2.11.1.3 a F.2.11.1.6 para los estados límites de fluencia, arrugamiento, pandeo lateral y pandeo por compresión. Para el estado límite de cortante en la zona del tablero del alma se requieren platinas de refuerzo o rigidizadores diagonales de acuerdo con F.2.11.1.7.

Los rigidizadores transversales y diagonales requeridos en F.2.11.1.2 a F.2.11.1.8 deberán cumplir los requisitos de F.2.11.1.9. Las platinas de refuerzo requeridas por F.2.11.1.3 a F.2.11.1.6 deberán cumplir los requisitos de F.2.11.1.10.

F.2.11.1.2 - *Flexión local de las aletas* - Este numeral se aplica tanto a las fuerzas concentradas simples de tensión como a la componente de tensión de las fuerzas concentradas dobles.

Un par de rigidizadores transversales extendiéndose al menos la mitad de la altura del alma, se colocarán adyacentes a una fuerza concentrada de tensión centralmente aplicada a través de la aleta cuando la resistencia requerida de la aleta exceda $\mathbf{fR_n}$, en donde,

$$\mathbf{f = 0.90}$$

$$\mathbf{R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf}} \qquad \textbf{(F.2-75)}$$

en donde:

$\mathbf{F_{yf}}$ = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para la aleta, MPa

$\mathbf{t_f}$ = espesor de la aleta cargada, mm

Si la longitud de la zona cargada medida a través de la aleta es menor que $\mathbf{0.15b}$, donde $\mathbf{b}$ es el ancho de la aleta del miembro, no se necesita verificar la fórmula F.2-75.

Cuando la fuerza concentrada que debe soportarse se aplica a una distancia del extremo del miembro inferior a $\mathbf{10t_f}$, $\mathbf{R_n}$ se debe reducir en un 50%.

Cuando se requieren rigidizadores transversales, estos se soldarán a la aleta cargada para desarrollar la porción soldada del rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales con el alma deberá tener dimensiones capaces de transmitir la fuerza no balanceada del rigidizador al alma. Véase también F.2.11.1.9.

F.2.11.1.3 - *Fluencia local del alma* - Este se aplica tanto a las fuerzas concentradas simples como a ambas componentes de fuerzas concentradas dobles.

Un par de rigidizadores transversales o una platina de refuerzo, extendiéndose por lo menos a la mitad de la altura del alma, se colocarán adyacentes a una fuerza concentrada de tensión o de compresión cuando la resistencia requerida del alma en el pie de la transición alma-aleta exceda $\mathbf{fR_n}$,

en donde:

$$\mathbf{f = 1.0}$$

y $\mathbf{R_n}$ se determina como sigue a continuación:

(a) Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor que la profundidad $\mathbf{d}$ del miembro,

$$\mathbf{R_n = (5k + N) F_{yw} t_w} \qquad \textbf{(F.2-76)}$$

(b) Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor o igual que la profundidad $\mathbf{d}$ del miembro,

$$\mathbf{R_n = (2.5k + N) F_{yw} t_w} \qquad \textbf{(F.2-77)}$$

en donde:

F_{yw} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el alma, MPa

N = longitud de apoyo (no inferior a k para reacciones de apoyo de vigas), mm

k = distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma-aleta, mm

t_w = espesor del alma, mm

Cuando se requieran para una fuerza de tensión perpendicular a la aleta, los rigidizadores transversales se soldarán a la aleta cargada para desarrollar la porción conectada del rigidizador. Cuando se requieran para una fuerza de compresión perpendicular a la aleta, los rigidizadores transversales deberán apoyarse o estar soldados a la aleta cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma deberá dimensionarse de modo que sea capaz de transmitir la fuerza no balanceada del rigidizador al alma. Véase también F.2.11.1.9. Alternativamente, si se requieren platinas de refuerzo, véase F.2.11.1.10.

F.2.11.1.4 - *Arrugamiento del alma* - Este se aplica tanto a las fuerzas concentradas simples de compresión como a la componente de compresión de las fuerzas concentradas dobles. Un rigidizador transversal sencillo, o un par de rigidizadores transversales o una platina de refuerzo que se extiendan al menos la mitad de la altura del alma, deberán colocarse adyacentes a una fuerza concentrada de compresión cuando la resistencia requerida del alma exceda fR_n,

en donde

$$f = 0.75$$

y R_n se determina como sigue a continuación:

(a) Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que $d/2$,

$$R_n = 354 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad \textbf{(F.2-78)}$$

(b) Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$,

si $N/d \leq 0.2$,

$$R_n = 178\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad \textbf{(F.2-79)}$$

si $N/d > 0.2$,

$$R_n = 178 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad \textbf{(F.2-80)}$$

en donde:

d = altura total del miembro, mm

t_f = espesor de la aleta, mm

Cuando se requieren rigidizadores transversales, estos deberán apoyarse o estar soldados a la aleta cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma tendrá dimensiones capaces de transmitir la fuerza no balanceada del rigidizador al alma. Véase también F.2.11.1.9.

Alternativamente, si se requieren platinas de refuerzo, véase F.2.11.1.10.

F.2.11.1.5 - *Pandeo lateral del alma* - Este numeral se aplica únicamente a fuerzas concentradas simples de compresión aplicadas a miembros en donde el movimiento lateral relativo entre la aleta cargada a compresión y la aleta a tensión no está restringido en el punto de aplicación de la fuerza concentrada.

La resistencia de diseño del alma es $\mathbf{fR_n}$,

en donde:

$$\mathbf{f = 0.85}$$

y $\mathbf{R_n}$ se determina como sigue a continuación:

(a) Si la aleta a compresión está restringida contra la rotación y $\frac{(h/t_w)}{(l/b_f)} \leq 2.3$,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad \textbf{(F.2-81)}$$

Si $\frac{(h/t_w)}{(l/b_f)} > 2.3$, el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida del alma excede $\mathbf{fR_n}$, se deberá brindar arriostramiento lateral local a la aleta en tensión o bien se colocará un par de rigidizadores transversales o una platina de refuerzo, extendiéndolos por lo menos la mitad de la altura del alma y ubicándolos adyacentes a la fuerza concentrada de compresión.

Cuando se requieran rigidizadores transversales, estos deberán apoyarse o estar soldados a la aleta cargada para desarrollar la fuerza total aplicada. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma tendrá dimensiones capaces de transmitir la fuerza del rigidizador al alma. Véase también F.2.11.1.9.

Alternativamente, cuando se requieran platinas de refuerzo, éstas deberán tener dimensiones capaces de desarrollar la totalidad de la fuerza aplicada. Véase también F.2.11.1.10.

(b) Si la aleta a compresión no está restringida contra la rotación y $\frac{(h/t_w)}{(l/b_f)} \leq 1.7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad \textbf{(F.2-82)}$$

Si $\frac{(h/t_w)}{(l/b_f)} > 1.7$, el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida del alma excede $\mathbf{fR_n}$, se colocará arriostramiento lateral local en ambas aletas en el punto de aplicación de la fuerza concentrada.

En las ecuaciones anteriores:

$\mathbf{l}$ = la mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquier aleta en el punto de aplicación de la carga, mm

$\mathbf{b_f}$ = ancho de la aleta, mm

$\mathbf{t_w}$ = espesor del alma, mm

h = para perfiles laminados es la distancia libre entre aletas menos el filete o el radio de curvatura de la transición alma-aleta; para perfiles ensamblados con soldadura es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre aletas, mm

Cr = 6600000 cuando $M_u < M_y$ en el punto de localización de la fuerza, MPa

= 3300000 cuando $M_u \geq M_y$ en el punto de localización de la fuerza, MPa

F.2.11.1.6 - *Pandeo del alma sometida a compresión* - Este numeral se aplica a un par de fuerzas concentradas simples de compresión o a las componentes de compresión de un par de fuerzas concentradas dobles, actuando en las dos aletas de un miembro en la misma localización.

Un rigidizador transversal, o un par de rigidizadores transversales, o una platina de refuerzo que se extiendan en la totalidad de la altura del alma deberán colocarse adyacentes a fuerzas concentradas de compresión que actúan en ambas aletas cuando la resistencia requerida del alma exceda fR_n:

$$f = 0.90$$

$$R_n = \frac{10700\, t_w^3 \sqrt{F_{yw}}}{h} \qquad \textbf{(F.2-83)}$$

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión a resistir se aplique a una distancia del extremo del miembro inferior a $d/2$, R_n se reducirá en un 50%. Cuando se requieren rigidizadores transversales, estos deberán apoyarse o estar soldados a la aleta cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma tendrá dimensiones capaces de transmitir la fuerza no balanceada en el rigidizador al alma. Véase también F.2.11.1.9. Alternativamente, si se requieren platinas de refuerzo, véase F.2.11.1.10.

F.2.11.1.7 - *Cortante en la zona del tablero del alma* - Se colocarán platinas de refuerzo o rigidizadores en diagonal dentro de los límites de la conexión rígida de miembros cuyas almas estén en un plano común cuando la resistencia requerida exceda fR_v,

en donde:

$$f = 0.90$$

y R_v se determina como sigue:

(a) Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona del tablero en la estabilidad del marco.

Para $P_u \leq 0.4P_y$

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w \qquad \textbf{(F.2-84)}$$

Para $P_u > 0.4P_y$,

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y}\right) \qquad \textbf{(F.2-85)}$$

(b) Cuando se considera la estabilidad del marco en el análisis, incluyendo la deformación plástica de la zona del tablero.

Para $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right) \qquad \textbf{(F.2-86)}$$

Para $P_u > 0.75P_y$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right]\left[1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y}\right] \qquad \textbf{(F.2-87)}$$

en donde:

t_w = espesor del alma de la columna, mm
b_{cf} = ancho de la aleta de la columna, mm
t_{cf} = espesor de la aleta de la columna, mm
d_b = altura de la viga, mm
d_c = altura de la columna, mm
F_y = esfuerzo de fluencia del alma de la columna, MPa
P_y = F_yA = resistencia axial de fluencia de la columna, N
A = área de la sección transversal de la columna, mm²

Cuando se requieren platinas de refuerzo, se calcularán de acuerdo con los criterios de F.2.6.2 y deberán ir soldadas para desarrollar la proporción de la fuerza total de corte que debe soportarse. Alternativamente, si se requieren rigidizadores diagonales, la soldadura que conecta los rigidizadores diagonales con el alma deberá tener dimensiones capaces de transmitir al alma la fuerza del rigidizador causada por los momentos no balanceados. Véase también F.2.11.1.9.

F.2.11.1.8 - *Extremos no aporticados de vigas y viguetas* - En los extremos no aporticados de vigas y viguetas que no estén restringidas contra la rotación respecto a su eje longitudinal, se colocará un par de rigidizadores transversales que se extiendan a lo largo de toda la altura del alma. Véase también F.2.11.1.9.

F.2.11.1.9 - *Requisitos adicionales para los rigidizadores para cargas concentradas* - Los rigidizadores transversales y diagonales deberán también cumplir los siguientes criterios:

(a) El ancho de cada rigidizador más la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser inferior a un tercio del ancho de la aleta o de la platina de conexión resistente a momento que transmite la fuerza concentrada.

(b) El espesor de un rigidizador no será menor que la mitad del espesor de la aleta o de la platina de conexión resistente a momento que transmite la fuerza concentrada, y no debe ser inferior de $\sqrt{F_y}/250$ veces su ancho.

Cuando las fuerzas concentradas se aplican a la aleta de una viga laminada o ensamblada, los rigidizadores transversales se extenderán a lo largo de toda la altura del alma y se diseñarán como miembros comprimidos axialmente (columnas) de acuerdo con los requisitos de F.2.5.2, con una longitud efectiva de $0.75h$, suponiendo una sección transversal compuesta por dos rigidizadores y una franja del alma que tenga un ancho de $25t_w$ para rigidizadores intermedios y de $12t_w$ para rigidizadores en los extremos de los miembros. La soldadura que conecta los rigidizadores de apoyo con el alma tendrá dimensiones capaces de transmitir el exceso de cortante del alma al rigidizador. Para el diseño de los rigidizadores de apoyo, véase F.2.10.8.

F.2.11.1.10 - *Requisitos adicionales para platinas de refuerzo bajo cargas concentradas* - Las platinas de refuerzo requeridas de acuerdo con F.2.11.1.3 a F.2.11.1.6 también deberán cumplir con los siguientes criterios:

(a) Se colocarán platinas de refuerzo de espesor y extensión adecuados para suministrar el material adicional que permita igualar o exceder los requisitos de resistencia.

(b) La platina de refuerzo se soldará para desarrollar la proporción de la fuerza total transmitida a la platina de refuerzo.

F.2.11.2 - EMPOZAMIENTO DE AGUA - El sistema de cubierta deberá investigarse mediante un análisis estructural a fin de obtener la resistencia y estabilidad adecuadas bajo condiciones de empozamiento, a menos que la superficie de la

cubierta esté provista de pendiente suficiente hacia desagües individuales adecuados para prevenir la acumulación de aguas lluvias. El sistema de cubierta se considera estable y no se requiere investigación adicional si:

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25$$

$$I_d \geq 3950\, S^4$$

en donde:

$$C_p = \frac{500 L_s L_p^4}{I_p}$$

$$C_s = \frac{500\, S\, L_s^4}{I_s}$$

L_p = espaciamiento entre columnas en dirección de las vigas principales (longitud de los miembros principales), m
L_s = espaciamiento entre columnas en dirección perpendicular a las vigas principales (longitud de los miembros secundarios), m
S = espaciamiento entre miembros secundarios, m
I_p = momento de inercia de los miembros principales, mm^4
I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, mm^4
I_d = momento de inercia del tablero metálico apoyado en los miembros secundarios, mm^4/m

Para cerchas y viguetas en celosía, el momento de inercia I_s, se debe disminuir en un 15% cuando se utilizan las fórmulas anteriores. Un tablero de lámina plegada podrá considerarse como miembro secundario cuando está soportado directamente por los miembros principales. Para una determinación alterna de la rigidez de una estructura de cubierta plana, véase F.2.20.1.

F.2.11.3 - FATIGA - Son pocos los miembros o conexiones de edificios convencionales que necesitan diseños por fatiga, puesto que en la mayoría de los casos, la variación de las cargas en tales estructuras se presenta pocas veces o bien produce solamente pocas fluctuaciones de esfuerzos. La ocurrencia de las cargas totales de viento o sismo no son tan frecuentes para necesitar consideraciones de diseño a la fatiga. Sin embargo, los puentes grúas y estructuras de soporte de maquinaria y equipos, con frecuencia están solicitados por condiciones de carga que implican fatiga. Los miembros y sus conexiones solicitados por cargas de fatiga se diseñarán de acuerdo con lo establecido en F.2.20.2 para cargas de servicio.

F.2.12 - CONSIDERACIONES DE DISEÑO TENIENDO EN CUENTA EL FUNCIONAMIENTO

Esta sección tiene por objeto proporcionar una guía de diseño para las condiciones de servicio.

La condición de servicio es un estado en el cual la función de un edificio, su aspecto, conservación, durabilidad y la comodidad de sus ocupantes se mantiene bajo uso normal.

Los requisitos de diseño general para las condiciones de servicio se dan en F.2.1.5.4. Los valores límites del comportamiento estructural para asegurar la condición de servicio (deflexiones máximas, aceleraciones, etc.) se seleccionarán de acuerdo con la función para la cual se diseña la estructura.

Cuando sea necesario, se verificará el comportamiento utilizando las cargas apropiadas para el estado límite de la condición de servicio.

F.2.12.1 - CONTRAFLECHA - Si se requieren algunos requisitos especiales de contraflecha por otras causas, como la fijación de marcos de ventanas, estos requisitos deberán establecerse en los documentos de diseño.

Las vigas y cerchas detalladas sin una contraflecha especificada se fabricarán de tal forma que cualquier contraflecha que resulte después del montaje, causada por el proceso de laminación o ensamble en el taller, sea hacia arriba. Si para producir la contraflecha se requiere el montaje de cualquier miembro precargado, así deberá aclararse en los documentos de diseño.

En general, a las armaduras de 25 o más metros de luz, se les dará una contraflecha que contrarreste aproximadamente la deflexión debida a la carga muerta. A los puentes grúas de 23 o más metros de luz, se les dará en cambio una contraflecha que compense aproximadamente la deflexión causada por la carga muerta más la mitad de la deflexión producida por la carga viva.

F.2.12.2 - EXPANSION Y CONTRACCION - Se tomarán las precauciones necesarias para permitir que la estructura se contraiga y expanda apropiadamente de acuerdo con sus condiciones de servicio.

F.2.12.3 - DEFLEXIONES, VIBRACION Y DERIVA

F.2.12.3.1 - *Deflexiones* - Las deformaciones en miembros y sistemas estructurales debidas a cargas de servicio no deben menoscabar la condición de servicio de la estructura.

Las vigas principales y secundarias que soportan cubiertas y pisos, se deben dimensionar con debida atención a la deflexión producida por las cargas de diseño. Estas vigas, cuando soportan cielos rasos de pañete, se deben dimensionar de modo que la flecha máxima debida a la carga viva no sobrepase $1/360$ de la luz.

F.2.12.3.2 - *Vibración de piso* - La vibración debe tenerse en cuenta en el diseño de las vigas que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques u otras fuentes de amortiguación donde la vibración excesiva debida al tránsito peatonal o a otras causas es inaceptable.

F.2.12.3.3 - *Deriva* - La desviación lateral o deriva de las estructuras debida a las cargas de viento o sismo establecidas por la norma, no deberá causar colisiones con estructuras adyacentes ni exceder los valores límite apropiados o especificados.

F.2.12.4 - DESLIZAMIENTO EN CONEXIONES - Véanse F.2.10.3.8 y F.2.10.3.9 para el diseño de conexiones de deslizamiento crítico.

F.2.12.5 - CORROSION - Siempre que sea apropiado se deben diseñar componentes estructurales para tolerar la corrosión o deben protegerse contra la corrosión que pueda menoscabar la resistencia o la condición de servicio de la estructura.

Cuando las vigas están expuestas deben sellarse contra la corrosión de las superficies interiores o quedar suficientemente espaciadas para facilitar la limpieza y pintura.

F.2.13 - FABRICACION, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

Esta sección presenta los requisitos que se deben cumplir para la elaboración de los planos de taller, fabricación, pintura de taller, montaje y control de calidad.

F.2.13.1 - PLANOS DE TALLER - Con anterioridad a la fabricación de los componentes de una estructura se deben preparar planos de taller que suministren la totalidad de la información necesaria para la fabricación, incluyendo localización, tipos y dimensiones de pernos, remaches y soldaduras. En los planos de taller debe diferenciarse claramente entre pernos y soldaduras de taller o de montaje e identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller se deben elaborar en conformidad con la mejor práctica y prestando atención a la rapidez y economía en la fabricación y el montaje.

Cada plano de taller debe contener, como mínimo:

(a) Esquema con ejes teóricos

(b) Dibujos de los miembros en sí, a escala adecuada, en donde se muestren:

- Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de corte de los ejes.
- Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus aletas teniendo en cuenta las distancias de gramiles o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas las perforaciones, destijeres o soldaduras.
- Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura remachada o atornillada, longitud total, descuentos, distancias entre las perforaciones y símbolos de éstas; o si es soldada, longitud del miembro, descuentos, destijeres y símbolos de la soldadura necesaria.
- La forma de las cartelas y su numeración. En cuanto a la forma se determinará según el número de pernos o remaches, o la longitud de soldadura, correspondiente a cada uno de los perfiles que se van a unir por intermedio de la cartela.
- El título, en donde se indique de qué elemento se trata y la cantidad necesaria de él para ejecutar la obra.
- Los cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas de los montantes, diagonales y cuchillos.
- El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil acotar dentro del conjunto.

(c) Dibujo de las riostras, pies de amigos, o elementos de arriostramiento, en donde se indiquen los ejes teóricos, la forma, etc., si se trata de un plano de cercha o miembro que los necesite.

F.2.13.2 - FABRICACION

F.2.13.2.1 - *Contraflechado, curvado y enderezamiento* - Para corregir la contraflecha, la curvatura y la rectitud se pueden utilizar medios mecánicos o calentamiento local del elemento. La temperatura de las áreas calentadas, no deberá exceder de 593°C para acero NTC 4012 (ASTM A852), de 593°C para aceros NTC 4014 (ASTM A514), ni de 650°C para otros aceros, medida de acuerdo con métodos aprobados. Los mismos límites se aplican para grados equivalente de aceros NTC 4005 (ASTM A709).

F.2.13.2.2 - *Corte por fusión* - El corte por fusión de los bordes deberá hacerse de acuerdo con los requisitos AWS sección 3.2.2, con excepción de que los cortes por fusión de los bordes libres sujetos a los esfuerzos estáticos calculados de tensión, deberán estar libres de socavaciones mayores de 5 mm de profundidad y muescas en forma de V. Las socavaciones mayores de 5 mm de profundidad que queden después del corte se deberán pulir o reparar con soldadura.

Las esquinas entrantes, con excepción de las esquinas entrantes de vigas con destijeres y de los huecos de acceso de soldadura, deberán cumplir con los requisitos de la especificación AWS sección 3.2.4. Si se requiere otro contorno específico, deberá indicarse en los planos de diseño.

Los destijeres de vigas y los agujeros de acceso de soldadura deberán cumplir con los requisitos geométricos de F.2.10.1.6. Para destijeres y agujeros de acceso de soldadura en perfiles tipo ASTM A6 grupos 4 y 5 y perfiles armados mediante placas soldadas con espesor mayor de 50 mm, se aplicará un precalentamiento con una temperatura no inferior a 65°C con anterioridad al corte térmico.

F.2.13.2.3 - *Cepillado de los bordes* - A menos que se indique específicamente en los planos de diseño o se incluya en las especificaciones de soldadura sobre preparación de bordes no se requiere un cepillado o pulido de los bordes de platinas o secciones cizalladas o cortadas térmicamente.

F.2.13.2.4 - *Construcción soldada* - La técnica de soldadura, la calidad de la mano de obra, el aspecto y la calidad de las soldaduras así como los métodos empleados en la corrección de trabajos defectuosos, deberán estar de acuerdo con el Código de Soldadura para estructuras metálicas de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS D.1.1, adaptado por Fedestructuras, excepto lo modificado en F.2.10.2.

F.2.13.2.5 - *Construcción atornillada* - Todas las partes de los miembros atornillados deberán estar bien aseguradas con pasadores o pernos y rígidamente unidas durante el ensamble. El empleo de pasadores de

ensamble en las perforaciones durante el ensamble, no deberá distorsionar el metal ni agrandar el tamaño de las perforaciones. El alineamiento deficiente de las perforaciones será causa de rechazo.

Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno más 3 mm, las perforaciones pueden ser punzonadas. Si el espesor es mayor que el diámetro nominal más 3 mm, las perforaciones deberán o bien ser taladradas o subpunzonadas y rimadas. El punzón para todas las perforaciones subpunzonadas, y la broca para las subtaladradas, debe ser por lo menos 2 mm menor que el diámetro nominal del perno. Las perforaciones en platinas de acero NTC 4014 (ASTM A514) de espesor mayor que 13 mm, se deben taladrar.

Las superficies de partes unidas con pernos de alta resistencia, en contacto con la cabeza del perno y con la tuerca, no deben presentar una inclinación mayor que 1 a 20, con respecto a un plano normal al eje del perno. Cuando esta inclinación es mayor, se debe emplear una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo.

Las partes unidas con pernos de alta resistencia deben ajustarse entre sí sólidamente cuando se ensamblan, y no deben aparecer separadas por guasas o cualquier otro material compresible interpuesto.

La orientación de calzas totalmente intercaladas dentro de una junta, con espesor total inferior a 6 mm, es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

Cuando se ensamblan, todas las superficies por unir, incluyendo las adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas, excepto las bien adheridas de laminación, no presentar mugre, escamas sueltas, u otros defectos que impidan el ajuste total de las piezas.

Las rebabas que impidan un asentamiento sólido de las partes conectadas con ajuste normal deben removerse. En las juntas diseñadas para trabajar por fricción, las superficies deben estar libres de aceite, pintura, laca y otros recubrimientos, excepto como se establece en la tabla 3 de la "Especificación para Juntas Estructurales que utilizan pernos ASTM A325 ó NTC 4028 (ASTM A490)" de la RCSC. El empleo de pernos de alta resistencia debe cumplir con los requisitos de la especificación mencionada.

Se pueden utilizar en las uniones platinas de relleno totalmente encajadas con un espesor inferior a 6 mm, sin necesidad de cambiar la carga de diseño de la conexión. La orientación de estas platinas es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia deberá ajustarse a los requisitos de las especificaciones de diseño con coeficientes de carga y resistencia del RCSC para uniones estructurales que utilizan pernos grado 5 o grado 8 de ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490).

F.2.13.2.6 - *Juntas a compresión* - En juntas a compresión, que dependen del contacto por aplastamiento, como parte de la capacidad portante, las superficies de contacto de las piezas individualmente fabricadas deberán ser preparadas por laminado, cepillado o por otros medios apropiados.

F.2.13.2.7 - *Tolerancias dimensionales* - Se permitirán las tolerancias dimensionales de acuerdo con el Reglamento de Práctica Estándar del Reglamento de construcciones sismoresistentes.

F.2.13.2.8 - *Acabado de las bases de columnas* - Las bases de columnas y las placas de asiento deberán terminarse de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las platinas de apoyo en acero con espesor igual a 50 mm o menos podrán utilizarse sin maquinado siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria. Las platinas de apoyo con un espesor entre 50 y 100 mm podrán enderezarse por medio de prensas o, si no hay prensas disponibles, rectificando todas las superficies de apoyo (excepto como se indica en los literales b y c de esta sección) para obtener un contacto satisfactorio de apoyo. Las platinas de apoyo de acero con un espesor mayor de 100 mm se rectificarán en todas las superficies de apoyo (excepto como se indica en los literales b y c de esta sección).

(b) No es necesario rectificar las superficies inferiores de platinas de apoyo o bases de columnas que se inyectan con mortero para obtener una superficie de contacto completa sobre las cimentaciones.

(c) No es necesario rectificar las superficies superiores de platinas de apoyo cuando se proporcionan soldaduras de penetración completa entre las columnas y las platinas de apoyo.

F.2.13.3 - PINTURA DE TALLER

F.2.13.3.1 - *Requisitos generales* - La preparación de la superficie y la pintura de taller se ajustarán a los requisitos del Código de Práctica Estándar del AISC.

No se requiere pintura de taller si no se especifica claramente en los documentos del contrato.

F.2.13.3.2 - *Superficies inaccesibles* - Excepto las superficies en contacto, las superficies inaccesibles después del ensamble de taller deberán limpiarse y pintarse con anterioridad al ensamble, de acuerdo con los requisitos de los documentos de diseño.

F.2.13.3.3 - *Superficies de contacto* - Se permite incondicionalmente la pintura en conexiones tipo aplastamiento. Para conexiones por fricción, los requisitos de la superficie de contacto estarán de acuerdo con 3(b) de las especificaciones para juntas estructurales del RCSC que utilizan pernos grado 5 o grado 8 de ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490).

F.2.13.3.4 - *Superficies acabadas* - Las superficies terminadas a máquina se protegerán contra la corrosión por medio de una película inhibidora de óxido que pueda removerse antes del montaje, o que tenga características que hagan innecesaria su remoción antes de efectuarlo.

F.2.13.3.5 - *Superficies adyacentes a soldaduras de campo* - A menos que se especifique otra cosa en los planos de diseño, las superficies a menos de 50 mm de sitios donde se hayan de aplicar soldaduras de campo, deberán estar libres de materiales que impidan el soldado correcto o que produzcan gases tóxicos u objetables mientras se realiza la soldadura.

F.2.13.4 - MONTAJE

F.2.13.4.1 - *Alineamiento de bases de columnas* - Las bases de las columnas deberán quedar bien niveladas y a la elevación correcta y en contacto total con las superficies de concreto o mampostería.

F.2.13.4.2 - *Arriostramiento* - La estructura de acero del esqueleto de los edificios deberá erigirse a plomo dentro de los límites definidos por el Código de Práctica Estándar del AISC. Se deben colocar arriostramientos temporales, de acuerdo con los requisitos del código citado, donde sean necesarios para resistir todas las cargas a que está sometida la estructura incluyendo los equipos y la operación de los mismos. Tales arriostramientos deberán dejarse en su sitio durante el tiempo que sea necesario para garantizar la seguridad de la estructura.

F.2.13.4.3 - *Alineamiento* - No se colocarán pernos o soldaduras permanentes hasta que las porciones adyacentes de la estructura hayan quedado alineadas apropiadamente.

F.2.13.4.4 - *Ajuste de juntas a compresión de columnas y placas base* - Se aceptará una falta de ajuste en la zona de contacto, siempre y cuando que no exceda de 2 mm cualquiera que sea el tipo de unión utilizada (empernada o con soldadura acanalada de penetración parcial). Si la abertura excede de 2 mm, pero es inferior a 6 mm y si una investigación adecuada demuestra que no hay suficiente superficie de contacto, la abertura se rellenará con calzas de acero de espesor constante. Las calzas podrán ser de acero corriente, no importa la calidad del material principal.

F.2.13.4.5 - *Soldadura de campo* - La pintura de taller que se encuentre en superficies adyacentes a juntas que tengan que soldarse en campo, tendrá que limpiarse con cepillo de alambre, si es necesario, para garantizar la calidad de la soldadura. La soldadura de campo de anclajes a elementos embebidos en contacto con el concreto

deberá ejecutarse en tal forma que evite dilataciones térmicas excesivas del empotramiento las cuales podrían originar resquebrajamiento o agrietamiento del concreto o inducir esfuerzos excesivos en los anclajes.

F.2.13.4.6 - *Pintura de campo* - Los retoques de pintura, la limpieza de la estructura, así como la pintura general deben realizarse de acuerdo con las prácticas locales aceptadas, las cuales se harán constar explícitamente en los planos de diseño.

F.2.13.4.7 - *Conexiones de campo* - A medida que avanza el montaje, la estructura deberá empernarse o soldarse de tal manera que soporte con seguridad todas las cargas muertas, de viento y de montaje.

F.2.13.5 - CONTROL DE CALIDAD - El fabricante deberá establecer los procedimientos de control de calidad que juzgue necesarios para asegurar que todo el trabajo se realice de acuerdo con las presentes especificaciones. Además de los procedimientos de control del fabricante, el material y la mano de obra pueden estar sujetos en todo momento a revisión por parte de los inspectores calificados que actúen en representación del comprador. Si se requiere la inspección por dichos representantes, deberá establecerse en los documentos de diseño.

F.2.13.5.1 - *Cooperación* - En lo posible toda inspección por los representantes del comprador se hará en la planta del fabricante y éste ha de cooperar con ellos, permitiéndoles el acceso a todos los lugares donde se está realizando el trabajo. El inspector del comprador deberá programar sus visitas en tal forma que no cause interrupciones en el trabajo del fabricante.

F.2.13.5.2 - *Rechazos* - El material o la mano de obra que no cumplan razonablemente con las especificaciones correspondientes, puede rechazarse en cualquier momento durante el desarrollo del trabajo. El fabricante recibirá copias de todos los informes entregados al comprador por la firma interventora.

F.2.13.5.3 - *Inspección de la soldadura* - La inspección de la soldadura se hará de acuerdo con las estipulaciones del Código de Soldadura Estructural AWS D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura, adaptado por Fedestructuras, excepto las modificaciones de F.2.10.2. Cuando se requiera una inspección visual por inspectores con certificados de calificación en soldadura expedidos por la autoridad competente, deberá especificarse así en los documentos de diseño o en el contrato. Cuando se requieran ensayos no destructivos, su clase, extensión técnica y criterios de aceptación deberán definirse claramente en los documentos de diseño o en el contrato.

F.2.13.5.4 - *Inspección de conexiones por fricción con pernos de alta resistencia* - La inspección de conexiones se hará de acuerdo con las especificaciones del diseño de carga y resistencia del RCSC para uniones estructurales que utilizan pernos grado 5 o grado 8 de ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490).

F.2.13.5.5 - *Identificación de las piezas de acero* - El fabricante deberá estar en capacidad de demostrar que cuenta con un procedimiento establecido por escrito y que lo sigue realmente en la práctica, para marcar e identificar el material de los elementos principales de un despacho. Las marcas deben ser visibles por los menos hasta la operación de ajuste de los elementos estructurales principales de la pieza que se está embarcando.

El método de identificación deberá ser tal que permita verificar la aplicación del material apropiado, en relación con:

(a) Designación de la especificación del material.
(b) Número de la colada, si se requiere.
(c) Resultados de ensayos de laboratorio para requisitos especiales.

F.2.14 - REQUISITOS DE DISEÑO

F.2.14.1 - PANDEO LOCAL

F.2.14.1.1 - *Clasificación de las secciones de acero* - En miembros con aletas desiguales y almas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y compresión axial, el valor de l_r para el estado límite de pandeo local del alma es

$$l_r = \frac{664}{\sqrt{F_y}}\left[1 + 2.83\left(\frac{h}{h_c}\right)\left(1 - \frac{P_u}{f_b P_y}\right)\right] \qquad \textbf{(F.2 -88)}$$

$$\frac{3}{4} \le \frac{h}{h_c} \le \frac{3}{2}$$

En miembros con aletas desiguales y almas sometidas solamente a flexión, el valor de l_r para el estado límite de pandeo local del alma es:

$$l_r = \frac{664}{\sqrt{F_y}}\left[1 + 2.83\left(\frac{h}{h_c}\right)\right] \qquad \textbf{(F.2 -89)}$$

$$\frac{3}{4} \le \frac{h}{h_c} \le \frac{3}{2}$$

Donde l_r, h y h_c son los valores definidos en F.2.2.5.1.

Estas substituciones deben hacerse en F.2.16 y F.2.17 cuando éstas se apliquen a miembros con aletas desiguales. Si la aleta a compresión es mayor que la aleta a tensión, l_r se debe determinar usando las ecuaciones F.2-88 y F.2-89 o la tabla F.2.1.

F.2.14.1.2 - ***Elementos esbeltos a compresión*** - Los miembros cargados axialmente que contengan elementos solicitados por compresión que tengan una relación ancho/espesor mayor que los valores l_r aplicables, tal como se estipula en F.2.2.5.1, se diseñarán de acuerdo con esta sección. Los miembros en flexión con elementos esbeltos en compresión se diseñarán de acuerdo con F.2.16 y F.2.17. Los miembros laminados en flexión cuyas dimensiones no estén comprendidas en F.2.16.1, se diseñarán de acuerdo con esta sección.

F.2.14.1.3 - ***Elementos no rigidizados en compresión*** - La resistencia de diseño de elementos no atiesados a compresión cuya relación ancho/espesor exceda el valor límite l_r aplicable, de acuerdo con F.2.2.5.1 estará sujeta a un coeficiente de reducción Q_s que se evaluará con las ecuaciones F.2-90 a F.2-97, según el caso. Cuando los elementos comprendan la aleta en compresión de un miembro a flexión, el máximo esfuerzo de flexión requerido no debe exceder $f_b F_y Q_s$, donde $f_b = 0.90$. La resistencia de diseño de miembros en compresión cargados axialmente se modificará por el coeficiente de reducción apropiado Q_s, tal como se estipula en F.2.14.1.5.

(a) Para ángulos sencillos:

Cuando $\frac{200}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{407}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = 1.34 - 0.0017\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y} \qquad \textbf{(F.2-90)}$$

Cuando $\frac{b}{t} \ge \frac{407}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = \frac{107000}{F_y\left(b/t\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-91)}$$

(b) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de vigas, columnas u otros miembros laminados en compresión:

Cuando $\frac{250}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{460}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.00166 \left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y} \qquad \textbf{(F.2-92)}$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{460}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = \frac{137900}{F_y (b/t)^2} \qquad \textbf{(F.2-93)}$$

(c) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros ensamblados sometidos a compresión:

Cuando $\frac{286}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b}{t} < \frac{525}{\sqrt{F_y/k_c}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.00145 \left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y/k_c} \qquad \textbf{(F.2-94)}$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{525}{\sqrt{F_y/k_c}}$

$$Q_s = \frac{180650 k_c}{F_y (b/t)^2} \qquad \textbf{(F.2-95)}$$

El coeficiente k_c se calculará como sigue:

(a) Para secciones en **I**:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.763$$

en donde:
h = altura del alma (mm)
t_w = espesor del alma (mm)

(b) Para otras secciones:

$$k_c = 0.763$$

(c) Para almas de tees:

Cuando $\frac{333}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{462}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = 1.908 - 0.00273\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y} \qquad \textbf{(F.2-96)}$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{462}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s = \frac{137900}{F_y\left(b/t\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-97)}$$

en donde:

b = ancho del elemento no rigidizado en compresión como se define en F.2.2.5.1, mm

t = espesor del elemento no rigidizado, mm

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa

F.2.14.1.4 - *Elementos rigidizados en compresión* - Cuando la relación ancho-espesor de elementos rigidizados en compresión uniforme (excepto platabandas perforadas) exceda el valor límite l_r, estipulado en F.2.2.5.1, se deberá emplear un ancho efectivo reducido b_e al determinar las propiedades de diseño de la sección que contiene el elemento.

(a) Para aletas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme:

Cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{625}{\sqrt{f}}$

$$b_e = \frac{856t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{170}{\left(b/t\right)\sqrt{f}}\right] \qquad \textbf{(F.2-98)}$$

En caso contrario $b_e = b$

(b) Para otros elementos solicitados por compresión uniforme:

Cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{664}{\sqrt{f}}$

$$b_e = \frac{856\ t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{150}{\left(b/t\right)\sqrt{f}}\right] \qquad \textbf{(F.2-99)}$$

En caso contrario $b_e = b$

en donde:

b = ancho real del elemento rigidizado en compresión tal como se define en F.2.2.5.1, mm.

b_e = ancho efectivo reducido, mm

t = espesor del elemento, mm.

f = esfuerzo de compresión en los elementos rigidizados, calculado mediante las propiedades de diseño que se especifican en F.2.14.1.5, MPa. Si la sección transversal incluye elementos no rigidizados, f para el elemento rigidizado debe ser tal que el esfuerzo máximo de compresión en el elemento no rigidizado no exceda de $f_c F_{cr}$ tal como se define en F.2.14.1.5, donde $Q = Q_s$ y $f_c = 0.85$ o $f_b F_y Q_s$ con $f_b = 0.90$, el que sea aplicable.

(c) Para secciones circulares cargadas axialmente con una relación diámetro-espesor D/t comprendida entre $22750/F_y$ y $89635/F_y$:

$$Q = Q_a = \frac{7585}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \qquad \textbf{(F.2-100)}$$

en donde:

D = diámetro exterior, mm

t = espesor de la pared, mm

F.2.14.1.5 - *Propiedades de diseño* - Las propiedades de diseño se deben determinar empleando la sección transversal completa del miembro, con las siguientes excepciones:

Al calcular el momento de inercia y el módulo de resistencia elástico de la sección de miembros a flexión, se debe usar el ancho efectivo b_e de los elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, tal como se define en F.2.14.1.4 a fin de determinar las propiedades de la sección transversal efectiva.

Para los elementos no rigidizados de la sección transversal, se debe utilizar Q_s, como se define en F.2.14.1.3. Para los elementos rigidizados de la sección transversal:

$$Q_a = \frac{\text{area efectiva}}{\text{area real}} \qquad \textbf{(F.2-101)}$$

donde el área efectiva es igual a la suma de las áreas efectivas de la sección transversal.

F.2.14.1.6 - *Resistencia de diseño* - Para los elementos en compresión cargados axialmente, el área bruta de la sección transversal y el radio de giro r se calcularán con base en la sección transversal real. El esfuerzo crítico F_{cr} se calculará con:

a) Para $l_c\sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q\left(0.658^{Ql_c^2}\right)F_y \qquad \textbf{(F.2-102)}$$

b) Para $l_c\sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{l_c^2}\right)F_y \qquad \textbf{(F.2-103)}$$

en donde:

$$Q = Q_s Q_a \qquad \textbf{(F.2-104)}$$

Para secciones transversales compuestas totalmente por elementos no rigidizados:

$$Q = Q_s\left(Q_a = 1.0\right)$$

Para secciones transversales compuestas totalmente por elementos rigidizados:

$$Q = Q_a\left(Q_s = 1.0\right)$$

Para secciones transversales compuestas por elementos rigidizados y no rigidizados:

$$Q = Q_s Q_a$$

F.2.15 - COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS EN COMPRESION

Esta sección se aplica a la resistencia de columnas doblemente simétricas con elementos de lámina delgada, columnas con simetría simple y asimétricas para los estados límites de pandeo por flexo-torsión y torsional.

F.2.15.1 - RESISTENCIA A COMPRESION DE DISEÑO POR FLEXO-TORSION - La resistencia de miembros a compresión determinada por los estados límites de pandeo por torsión y por flexo-torsión será $f_c P_n$, donde:

f_c = 0.85

P_n = resistencia nominal a la compresión, N

= $A_g F_{cr}$

A_g = área bruta de la sección transversal, mm^2

El esfuerzo crítico nominal F_{cr} se determina así:

a) Para $\lambda_e \sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q\left(0.658^{Q\lambda_e^2}\right)F_y \qquad \textbf{(F.2-106)}$$

b) Para $\lambda_e \sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2}\right)F_y \qquad \textbf{(F.2-107)}$$

en donde:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \qquad \textbf{(F.2-108)}$$

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero, MPa

Q = 1.0 para miembros que satisfacen las relaciones ancho-espesor λ_e de F.2.2.5.1

= $Q_s Q_a$ para miembros que no satisfacen las relaciones ancho-espesor λ_e de F.2.2.5.1 y se determinan de acuerdo con las especificaciones de F.2.14.1.2

El esfuerzo de pandeo elástico por torsión o por flexo-torsión F_e se determina como sigue:

a) Para perfiles doblemente simétricos:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \textbf{(F.2-109)}$$

b) Para perfiles con simetría simple, donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] \qquad \textbf{(F.2-110)}$$

a) Para perfiles asimétricos, el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexo-torsión, Fe, es la menor raíz cúbica de la ecuación

$$\left(F_e - F_{ex}\right)\left(F_e - F_{ey}\right)\left(F_e - F_{ez}\right) - F_e^2\left(F_e - F_{ey}\right)\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2\left(F_e - F_{ex}\right)\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \qquad \textbf{(F.2-111)}$$

en donde:

K_z = coeficiente de longitud efectiva para pandeo por torsión
E = módulo de elasticidad, MPa
G = módulo de cortante, MPa
C_w = constante de alabeo, mm^6
J = constante de torsión, mm^4
I_x, I_y = momento de inercia con respecto a los ejes principales, mm^4
x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \qquad \textbf{(F.2-112)}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \qquad \textbf{(F.2-113)}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_x l / r_x\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-114)}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_y l / r_y\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-115)}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{\left(K_z l\right)^2} + GJ\right]\frac{1}{A\bar{r}_o^2} \qquad \textbf{(F.2-116)}$$

en donde:

A = área de la sección transversal del miembro, mm^2
l = longitud sin apoyo, mm
K_x, K_y = coeficientes de longitud efectiva en las direcciones x e y
r_x, r_y = radios de giro con respecto a los ejes principales, mm
$\bar{r}_o$ = radio polar de giro respecto al centro de corte, mm

F.2.16 - VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXION

F.2.16.1 - DISEÑO POR FLEXION - La resistencia de diseño para miembros a flexión es $\phi_b M_n$ donde $\phi_b = 0.90$ y M_n es la resistencia nominal.

La tabla F.2.17 suministra un resumen tabulado de las fórmulas F.2-27 a F.2-40 para determinar la resistencia nominal por flexión de las vigas. Para los parámetros de esbeltez de secciones transversales que no estén incluidas en la tabla

F.2-17, véase F.2.14.1.2. Para miembros a flexión con aletas desiguales véase F.2.14.1.1 para determinar el valor de λ_r para el estado límite de pandeo local del alma.

La resistencia nominal a flexión M_n es el valor más bajo que se obtiene según los estados límite de: **(a)** Pandeo lateral por torsión **(PLT)**; **(b)** Pandeo local de la aleta **(PLP)**, y **(c)** pandeo local del alma **(PLA)**.

La resistencia nominal por flexión M_n se determinará como sigue para cada estado límite:

a) Para $\lambda \le \lambda_p$

$$M_n = M_p \qquad \textbf{(F.2-117)}$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$:

Para el estado límite de pandeo lateral por torsión:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le M_p \qquad \textbf{(F.2-118)}$$

Para los estados límites de pandeo local de la aleta y del alma:

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad \textbf{(F.2-119)}$$

c) Para $\lambda > \lambda_r$:
Para los estados límites de pandeo lateral por torsión y de pandeo local de la aleta:

$$M_n = M_{cr} = SF_{cr} \le M_p \qquad \textbf{(F.2-120)}$$

Para el diseño de vigas con almas esbeltas, no es aplicable el estado límite de pandeo local del alma, véase F.2.17.2.

Para λ de la aleta $>\lambda_r$, en perfiles que no estén incluidos en la tabla F.2-17, véase F.2.14.1.2.

Para λ del alma $>\lambda_r$, véase F.2-17.

Los términos utilizados en las ecuaciones anteriores son:

M_n = resistencia nominal por flexión, N-mm
M_p = F_yZ, momento plástico $\le 1.5F_yS$, N-mm
M_{cr} = momento de pandeo crítico, N-mm
M_r = momento de pandeo límite (igual a M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$), N-mm.
λ = parámetro de esbeltez que controla
= relación de esbeltez con respecto al eje menor, L_b/r_y, para el pandeo lateral-torsional
= relación ancho-espesor de la aleta b/t para el pandeo local de la aleta, definido en F.2.14.1.1
= relación altura-espesor del alma h/t_w para el pandeo local del alma, definido en F.2.14.1.1
λ_p = el mayor valor de λ para el cual $M_n=M_p$
λ_r = el mayor valor de λ para el cual el pandeo es inelástico
F_{cr} = esfuerzo crítico, MPa
C_b = coeficiente de flexión dependiente del gradiente de momento, véase F.2.6.1.2 (a), ecuación F.2-28
S = módulo de la sección, mm^3
L_b = longitud sin apoyo lateral, mm
r_y = radio de giro con respecto al eje menor, mm

Los estados límites aplicables y las ecuaciones para calcular M_p, M_r, F_{cr}, λ, λ_p y λ_r están dados en la tabla F.2-17 para los perfiles descritos en esta sección.

Los términos utilizados en la tabla son:

$\mathbf{A}$ = área de la sección transversal, mm²

$\mathbf{F_L}$ = el menor valor de $\left(\mathbf{F_{yf} - F_r}\right)$ o $\mathbf{F_{yw}}$, MPa

$\mathbf{F_r}$ = esfuerzo residual por compresión en la aleta
= 70 MPa para perfiles laminados
= 115 MPa para perfiles ensamblados con soldadura

$\mathbf{F_y}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa

$\mathbf{F_{yf}}$ = esfuerzo de fluencia de la aleta, MPa

$\mathbf{F_{yw}}$ = esfuerzo de fluencia del alma, MPa

$\mathbf{I_{yc}}$ = momento de inercia de la aleta en compresión con respecto al eje $\mathbf{x}$ o, para flexión con doble curvatura, momento de inercia de la aleta menor, mm^4

$\mathbf{J}$ = constante de torsión, mm^4

$\mathbf{R_e}$ = véase F.2.17.2 - Factor de viga híbrida - Para vigas homogéneas $\mathbf{R_e = 1.0}$

$\mathbf{S_{eff}}$ = módulo de la sección efectiva con respecto al eje mayor, mm^3

$\mathbf{S_{xc}}$ = módulo de la sección, calculado para la fibra exterior de la aleta en compresión, mm^3

$\mathbf{S_{xt}}$ = módulo de la sección, calculado para la fibra exterior de la aleta en tensión, mm^3

$\mathbf{Z}$ = módulo plástico de la sección, mm^3

$\mathbf{b}$ = ancho de la aleta, mm

$\mathbf{d}$ = altura total, mm

$\mathbf{f}$ = esfuerzo de compresión calculado en el elemento rigidizado, MPa

$\mathbf{h}$ = distancia libre entre aletas menos el chaflán o el radio esquinero en la unión alma-aleta, mm

$\mathbf{r_{yc}}$ = radio de giro de la aleta en compresión con respecto al eje $\mathbf{y}$ o, si hay flexión en curvatura doble, de la aleta menor, mm

$\mathbf{t_f}$ = espesor de la aleta, mm

$\mathbf{t_w}$ = espesor del alma, mm.

Tabla F.2-17
Parámetros nominales de resistencia

Perfil	Momento plástico $\mathbf{M_p}$	Estado limite de pandeo	Momento limite por pandeo $\mathbf{M_r}$	Esfuerzo critico $\mathbf{F_{cr}}$	Parámetros esbeltez λ	λ_p	λ_r	Limita-ciones
Canales y vigas $\mathbf{I}$, de simetría doble o sencilla (incluyendo vigas híbridas) con flexión respecto al eje mayor	$\mathbf{F_y Z_x}$ (b)	PLT miembros doblemente simétricos y canales.	$\mathbf{F_L\ S_x}$	$\frac{C_b X_1 \sqrt{2}}{\lambda}\sqrt{1+\frac{X_1^2 X_2}{2\lambda^2}}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{790}{\sqrt{F_{yf}}}$	(c, d)	Aplicable para miembros en $\mathbf{I}$ si $\frac{h}{t_w} \le \lambda_r$; Cuando $\frac{h}{t_w} \rangle \lambda_r$ véase F.2.17.
		PLT miembros con una sola simetría	$\mathbf{F\ S_{xc} \le F_{yf} S_{xt}}$	(e)	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$\frac{790}{\sqrt{F_{yf}}}$	Valor de λ para el cual $M_{cr}(C_b = 1) = M_r$	
		PLP	$\mathbf{F_L\ S_x}$	(f)	$\frac{b}{t}$	$\frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$	(g)	
		PLA	$\mathbf{R_e F_{yf} S_x}$	No se aplica	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1700}{\sqrt{F_{yf}}}$	λ_r tal como lo define F.2.2.5.1 y F.2.14.1	
Canales y vigas en $\mathbf{I}$ de simetría doble o sencilla con flexión respecto al eje menor	$\mathbf{F_y Z_y}$	PLP	$\mathbf{F_y S_y}$	Lo mismo que para el eje mayor				
Perfiles simétricos macizos, excepto barras rectangulares	$\mathbf{F_y Z_x}$	No se aplica						

, con flexión con respecto al eje mayor								
Barras rectangulares con flexión con respecto al eje mayor	F_yZ_x	PLT	F_yS_x	$\frac{400000C_b\sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26000\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{400000\sqrt{JA}}{M_r}$	
Secciones cajón simétricas cargadas en un plano de simetría	F_yZ_x	PLT	$F_{yf}S_{eff}$	$\frac{400000\ C_b\sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26000\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{400000\sqrt{JA}}{M_r}$	Aplicable si $\frac{h_c}{t_w} \le \frac{2550}{\sqrt{F_{yf}}}$
		PLP	F_LS_{eff}	$\frac{S_{eff}}{S_x}F_y$ (i)	$\frac{b}{t}$	$\frac{500}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{F_y}}$	
		PLA	Lo mismo que para perfiles **I**					
Tubos circulares	F_yZ	PLT	No se aplica					
		PLP	$M_n = \left[\frac{4100}{D/t} + F_y\right]S$ (h)	$\frac{66000}{D/t}$	$\frac{D}{t}$	$\frac{14000}{F_y}$	$\frac{62000}{F_y}$	$\frac{D}{t} < \frac{90000}{F_y}$
		PLA	No se aplica					

Notas:

PLT sólo aplica para flexión respecto al eje fuerte del elemento

(a) se excluyen ángulos dobles y tees

(b) calculado de la distribución de esfuerzos completamente plásticos para secciones híbridas

(c) $X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{EGJA/2}$ $\quad X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}(S_x/GJ)^2$

(d) $\lambda_r = \frac{X_1}{F_L}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2F_L^2}}$

(e) $F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xc}}$ donde $M_{cr} = \frac{393000C_b}{L_b}\sqrt{I_yJ}\left(B_1+\sqrt{1+B_2+B_1^2}\right) \le M_p$

en donde:

$B_1 = 2.25\left[2\left(I_{yc}/I_y\right)-1\right](h/L_b)\sqrt{I_y/J}$

$B_2 = 25\left[1-\left(I_{yc}/I_y\right)\right]\left(I_{yc}/J\right)(h/L_b)^2$

$C_b = 1.0$ si $\frac{I_{yc}}{I_y} < 0.1$ o $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.9$

(f) $F_{cr} = \frac{137900}{\lambda^2}$ para perfiles laminados

$F_{cr} = \frac{126730\ k_c}{\lambda^2}$ para perfiles soldados

en donde:

$k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ y $0.35 \le k_c \le 0.763$

(g) $\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_L}}$ para perfiles laminados

$\lambda_r = \frac{425}{\sqrt{F_L/k_c}}$ para perfiles soldados

(h) Ecuación para ser utilizada en lugar de la ecuación F.2-120

(i) S_{eff} es el módulo de sección efectivo, para la sección con un patín a compresión b_e, definido en el numeral F.2.14.1.4

F.2.16.2 - DISEÑO POR CORTANTE

F.2.16.2.1 - *Resistencia de diseño por cortante* - - La resistencia de diseño por cortante de almas rigidizadas y no rigidizadas es $\phi_v V_n$, donde

ϕ = **0.90**

V_n = resistencia nominal por cortante definida como sigue:

Para $h/t_w \le 490\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \qquad \textbf{(F.2-121)}$$

Para $490\sqrt{k_v/F_{yw}} < h/t_w \le 614\sqrt{k_v/F_{yw}}$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w\left(490\sqrt{k_v/F_{yw}}\right)\Big/\left(h/t_w\right) \qquad \textbf{(F.2-122)}$$

Para $h/t_w > 614\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$V_n = \frac{A_w\left(182000\ k_v\right)}{\left(h/t_w\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-123)}$$

en donde:

k_v = $5 + 5/(a/h)^2$

= 5 cuando $a/h > 3$ o $a/h > \left[260/(h/t)\right]^2$

a = distancia entre rigidizadores transversales, mm

h = para perfiles laminados, la distancia libre entre aletas menos el chaflán o el radio esquinero en la unión alma-aleta, mm

= para perfiles ensamblados soldados, la distancia libre entre aletas, mm

= para perfiles ensamblados empernados o remachados, la distancia entre líneas de sujetadores, mm

F.2.16.2.2 - ***Rigidizadores transversales*** - No se requieren rigidizadores transversales en vigas ensambladas cuando $h/t_w \le 1100/\sqrt{F_{yw}}$, o cuando el cortante requerido, V_u, determinado por análisis estructural con las cargas mayoradas, es menor o igual a $0.6\phi_v A_w F_{yw} C_v$, donde C_v se determina para $k=5$ y $\phi=0.90$.

Los rigidizadores transversales usados para desarrollar la resistencia de cortante de diseño del alma como se define en F.2.16.2.1, deberán tener un momento de inercia con respecto a un eje en el plano del alma para pares de rigidizadores o, con respecto a la cara de contacto con la placa del alma, para rigidizadores sencillos, que no debe ser menor de $at_w^3 j$, donde:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \ge 0.5 \qquad \textbf{(F.2-124)}$$

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca de la aleta en tensión siempre y cuando no se necesiten para transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura con la que van unidos los rigidizadores intermedios al alma deberá terminar a no menos de cuatro veces ni más de seis veces el espesor del alma del borde de la soldadura que une el alma y la aleta. Cuando se usan rigidizadores simples, estos deberán conectarse a la aleta en compresión si consisten en una platina rectangular, para resistir cualquier tendencia al levantamiento debida a torsión en la aleta. Cuando se conecta arriostramiento lateral a un rigidizador, o par de rigidizadores, estos a su vez deberán conectarse con la aleta en compresión para transmitir el 1% del esfuerzo total en la aleta, a menos que la aleta esté conformada sólo por ángulos.

Los tornillos que conecten los rigidizadores al alma de la viga deberán espaciarse no más de 305 mm centro a centro. Si se usan soldaduras de filete intermitentes, la distancia entre soldaduras deberá ser menor o igual que 16 veces el espesor del alma y no más de 254 mm.

F.2.16.3 - MIEMBROS ACARTELADOS - El diseño de miembros acartelados que cumplan con los requisitos de este numeral estará regido por lo estipulado en F.2.4 a F.2.8, salvo las modificaciones incluídas en el presente numeral.

F.2.16.3.1 - *Requisitos generales* - La presente especificación se aplica a miembros acartelados siempre y cuando cumplan con los siguientes requisitos:

- Tener por lo menos un eje de simetría que sea perpendicular al plano de flexión si existen momentos.
- Las aletas deberán ser iguales y de área constante.
- La altura deberá variar linealmente de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$d = d_o\left(1 + \frac{\gamma_z}{L}\right) \qquad \textbf{(F.2-125)}$$

en donde:

d_o = menor altura del miembro, mm
d_L = mayor altura del miembro, mm
γ = $(d_L - d_o)/d_o \leq 0.268(L/d_o)$ o 6.0 el que sea menor
z = distancia desde el extremo menor del miembro hasta una sección dada, mm
L = longitud sin arriostramiento de un miembro medida entre los centros de gravedad de los miembros de amarre, mm

F.2.16.3.2 - *Resistencia de diseño a la tensión* - La resistencia de diseño de miembros acartelados a tensión se determinará de acuerdo con F.2.4.1.

F.2.16.3.3 - *Resistencia de diseño a compresión* - La resistencia de diseño de miembros acartelados en compresión se determinará de acuerdo con F.2.5.2, utilizando el parámetro de esbeltez efectiva "λ_{ef}" calculado con la siguiente ecuación:

$$\lambda_{ef} = \frac{S}{\pi}\sqrt{\frac{QF_y}{E}} \qquad \textbf{(F.2-126)}$$

en donde:

S = KL/r_{oy} para la flexión con respecto al eje menor y $K_\gamma L/r_{ox}$ para la flexión con respecto al eje mayor
K = coeficiente de longitud efectiva para un miembro prismático
K_γ = coeficiente de longitud efectiva para un miembro acartelado, determinado analíticamente
r_{ox} = radio de giro con respecto al eje mayor en el extremo más pequeño de un miembro acartelado, mm
r_{oy} = radio de giro con respecto al eje menor en el extremo mas pequeño de un miembro acartelado, mm
F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado, MPa
Q = coeficiente de reducción
= 1.0 si todos los elementos cumplen con las relaciones límite de ancho-espesor λ_r de F.2.2.5.1
= Q_sQ_a, determinado de acuerdo con F.2.14 si cualquiera de los elementos, atiesados o no, exceden las relaciones λ_r de F.2.2.5.1
E = módulo de elasticidad del acero, MPa

En la ecuación F.2-17, $P_n = A_gF_{cr}$, se utilizará para A_g el valor del área más pequeña del miembro acartelado

F.2.16.3.4 - *Resistencia de diseño por flexión* - La resistencia de diseño por flexión de miembros acartelados para el estado límite de pandeo por torsión lateral es ϕ_bM_n, donde $\phi_b = 0.90$. El momento nominal es:

$$M_n = \left(\frac{5}{3}\right) S'_x F_{b\gamma} \qquad \textbf{(F.2-127)}$$

en donde:

S'_x = módulo elástico de la sección crítica en la longitud sin arriostramiento de la viga bajo consideración

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1.0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2}}\right] F_y \le 0.60 F_y \qquad \textbf{(F.2-128)}$$

a menos que $F_{b\gamma} \le F_y/3$, en cuyo caso

$$F_{b\gamma} = B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2} \qquad \textbf{(F.2-129)}$$

En las ecuaciones anteriores

$$F_{s\gamma} = \frac{82740}{h_s L d_o / A_f} \qquad \textbf{(F.2-130)}$$

$$F_{w\gamma} = \frac{1172150}{\left(h_w L / r_{To}\right)^2} \qquad \textbf{(F.2-131)}$$

en donde:

$$h_s = 1.0 + 0.0230\gamma\sqrt{L d_o / A_f}$$
$$h_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L / r_{To}}$$

r_{To} = radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando únicamente la aleta en compresión más 1/3 del área del alma en compresión, con respecto al eje en el plano del alma, mm

A_f = área de la aleta en compresión, mm²

Donde B se determina de la siguiente manera:

(a) Cuando el momento máximo M_2 en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, está localizado dentro del segmento central y M_1 es el mayor de los momentos en uno de los extremos de la porción que conforman los tres segmentos de un miembro:

$$B = 1.0 + 0.37\left(1.0 + \frac{M_1}{M_2}\right) + 0.50\gamma\left(1.0 + \frac{M_1}{M_2}\right) \ge 1.0 \qquad \textbf{(F.2-132)}$$

(b) Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado f_{b2} se presenta en el extremo más grande de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales y f_{b1} es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de la porción conformada por los dos segmentos de un miembro:

$$B = 1.0 + 0.58\left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) - 0.70\gamma\left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) \ge 1.0 \qquad \textbf{(F.2-133)}$$

(c) Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado f_{b2} se presenta en el extremo menor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y f_{b1} es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo mayor de la porción conformado por dos segmentos de un miembro:

$$B = 1.0 + 0.55\left(1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) + 2.20\gamma\left(1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) \geq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-134)}$$

En las expresiones anteriores $\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ se calcula para la longitud no arriostrada donde se presenta el máximo esfuerzo de flexión. M_1/M_2 se considera negativo cuando los momentos producen curvatura sencilla. Cuando la relación M_1/M_2 es positiva, lo cual ocurre rara vez, se recomienda tomarla igual a cero. f_{b1}/f_{b2} se considera negativo cuando produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados f_{b1}/f_{b2} se considera positivo. El cociente f_{b1}/f_{b2} es diferente a 0.

(d) Cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de un miembro acartelado, o en un segmento del mismo, es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}} \qquad \textbf{(F.2-135)}$$

en donde:

γ = $(d_L - d_o)/d_o$, calculado en el tramo no arriostrado adyacente al punto de esfuerzo de flexión igual a cero

F.2.16.3.5 - ***Esfuerzos combinados de flexión y fuerzas axiales*** **-** Para miembros acartelados con un solo acartelamiento del alma solicitados por flexión y compresión con respecto al eje mayor se aplican las fórmulas F.2-46 y F.2-47 con las modificaciones siguientes:

P_n y P_{ex} se calcularán según las propiedades del extremo menor, utilizando coeficientes apropiados de longitud efectiva. M_{nx}, M_u y M_{px} se calcularán para el extremo mayor.

M_{nx} = $(5/3)S'_x F_b$, donde S'_x es el módulo elástico de la sección del extremo mayor y, F_b es el esfuerzo de diseño a flexión de los elementos acartelados. C_{mx} se reemplaza por C_m determinado como sigue:

(a) Cuando el miembro está solicitado por momentos aproximadamente iguales en sus extremos, que le producen curvatura sencilla:

$$C'_m = 1.0 + 0.1\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right) + 0.3\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right)^2 \qquad \textbf{(F.2-136)}$$

(b) Cuando el momento de flexión calculado en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero:

$$C'_m = 1.0 - 0.9\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right) + 0.6\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right)^2 \qquad \textbf{(F.2-137)}$$

Cuando el parámetro de esbeltez efectiva, $\lambda_{ef} \geq 1.5$ y los esfuerzos combinados se verifican a intervalos a lo largo de la longitud, se puede utilizar el área real y el módulo elástico de la sección real en el tramo que se investiga.

F.2.17 - VIGAS ENSAMBLADAS

Esta sección se aplica a vigas ensambladas en I con almas esbeltas

F.2.17.1 - LIMITACIONES - Las vigas ensambladas, híbridas o no, de alma sencilla, de simetría doble o sencilla, cargadas verticalmente, se diseñarán de acuerdo con los requerimientos del presente numeral o de F.2.16.2, siempre que se satisfagan los siguientes límites:

(a) Para $a/h \leq 1.5$:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5200}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.2-138)}$$

(b) Para $a/h > 1.5$:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{96000}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yf}+115\right)}} \qquad \textbf{(F.2-139)}$$

en donde:

a = distancia libre entre rigidizadores transversales, mm
h = distancia libre entre las aletas menos la transición o radio esquinero para perfiles laminados; y para secciones ensambladas, la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre las aletas si se emplean soldaduras, mm
t_w = espesor del alma, mm
F_{yf} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado en la aleta, MPa

En vigas sin rigidizadores h/t_w debe ser inferior a 260.

F.2.17.2 - RESISTENCIA DE DISEÑO A LA FLEXION - La resistencia de diseño a la flexión para vigas ensambladas con almas esbeltas, será $\phi_b M_n$, donde $\phi_b = 0.90$ y M_n es el menor valor obtenido de los estados límite de plastificación de la aleta en tensión y de pandeo de la aleta en compresión. Para vigas con aletas desiguales véase F.2.14.1 para determinar λ_r para el estado límite de pandeo local del alma.

Para plastificación de la aleta en tensión:

$$M_n = S_{xt} R_e F_{yt} \qquad \textbf{(F.2-140)}$$

Para pandeo en la aleta a compresión:

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} \qquad \textbf{(F.2-141)}$$

en donde:

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r}\left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{F_{cr}}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.2-142)}$$

R_e = coeficiente de viga híbrida

$$R_e = \frac{12 + a_r\left(3m - m^3\right)}{12 + 2a_r} \leq 1.0$$ (para vigas no híbridas, R_e=1.0)

a_r = relación entre el área del alma y el área de la aleta en compresión (≤ 10)
m = relación entre el esfuerzo de fluencia del alma y el esfuerzo de fluencia de la aleta o F_{cr}
F_{cr} = esfuerzo crítico de la aleta en compresión, MPa
F_{yt} = esfuerzo de fluencia de la aleta en tensión, MPa
S_{xc} = módulo de sección referido a la aleta en comprensión, mm^3
S_{xt} = módulo de sección referido a la aleta en tensión, mm^3
h_c = dos veces la distancia del centroide hasta la línea más próxima de sujetadores en la aleta en compresión o a la cara interior de la aleta en compresión cuando se usa soldadura, mm

El esfuerzo crítico, F_{cr}, a utilizar depende de los parámetros de esbeltez λ, λ_p, λ_r y C_{PG} como sigue:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$F_{cr} = F_{yf} \qquad \textbf{(F.2-143)}$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$F_{cr} = C_b F_{yf}\left[1 - \frac{1}{2}\left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right]\right] \leq F_{yf} \qquad \textbf{(F.2-144)}$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \qquad \textbf{(F.2-145)}$$

En estas ecuaciones se calcularán los parámetros de esbeltez tanto para el estado límite de pandeo por torsión lateral como para el estado límite de pandeo local de la aleta; el menor valor resultante de F_{cr} será el que gobierna.

(a) Para el estado límite de pandeo por torsión lateral:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} \qquad \textbf{(F.2-146)}$$

$$\lambda_p = \frac{790}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.2-147)}$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.2-148)}$$

$$C_{PG} = 1970000\ C_b \qquad \textbf{(F.2-149)}$$

en donde:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$ véase F.2.6.12, ecuación F.2-27

r_T = radio de giro de la aleta a compresión más 1/3 de la porción comprimida del alma, mm

(b) Para el estado límite de pandeo local de la aleta:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \qquad \textbf{(F.2-150)}$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.2-151)}$$

$$\lambda_r = \frac{600}{\sqrt{F_{yf}/k_c}} \qquad \textbf{(F.2-152)}$$

$$C_{PG} = 180700\ k_c \qquad \textbf{(F.2-153)}$$

$$C_b = 1.0$$

donde $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ y $0.35 \le k_c \le 0.763$

El estado límite de pandeo local del alma en flexión no es aplicable.

F.2.17.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE CON ACCION DEL CAMPO DE TENSION - La resistencia de diseño al cortante será $\phi_v V_n$, kg, en donde $\phi_v = 0.90$ y V_n se calcula como sigue:

Para $\frac{h}{t_w} \le 490\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$:

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \qquad \textbf{(F.2-154)}$$

Para $\frac{h}{t_w} > 490\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$:

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}}\right] \qquad \textbf{(F.2-155)}$$

en donde:

C_v = relación del esfuerzo "crítico" del alma según la teoría de pandeo lineal y el esfuerzo de fluencia por cortante del material del alma

Véanse también F.2.17.4 y F.2.17.5.

Para los tableros extremos de vigas ensambladas no híbridas, para todos los tableros en vigas híbridas y de alma acartelada y cuando a/h exceda 3.0 o $\left[260/(h/t_w)\right]^2$, no se permite la acción de campo de tensión y

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v \qquad \textbf{(F.2-156)}$$

El coeficiente de pandeo del alma k_v está dado por la expresión

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad \textbf{(F.2-157)}$$

excepto que k_v se tomará como 5.0 si a/h excede 3.0 o $\left[260/(h/t_w)\right]^2$. El coeficiente por cortante, C_v se calcula así:

Para $490\sqrt{k_v/F_{yw}} \le h/t_w \le 615\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{490\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \qquad \textbf{(F.2-158)}$$

Para $h/t_w > 615\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{304000\, k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \qquad \textbf{(F.2-159)}$$

F.2.17.4 - RIGIDIZADORES TRANSVERSALES - No se requieren rigidizadores transversales en vigas ensambladas cuando $h/t_w \le 1100/\sqrt{F_{yw}}$, o cuando el cortante requerido, V_u, calculado mediante el análisis estructural con las cargas mayoradas, es menor o igual a $0.6\phi_v A_w F_{yw} C_v$, donde C_v se determina para k_v=5 y ϕ_v=0.90. Se pueden requerir rigidizadores en ciertas partes de una viga ensamblada para desarrollar el cortante que se requiere o para satisfacer las limitaciones dadas en F.2.17.1. Los rigidizadores transversales deberán satisfacer los requisitos de F.2.16.2.2.

El área del rigidizador, A_{st}, cuando se diseña considerando la acción del campo tensionado no deberá ser menor que

$$\frac{F_{yw}}{F_{yst}}\left[0.15Dht_w(1-C_v)\frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18t_w^2\right] \ge 0 \qquad \textbf{(F.2-160)}$$

en donde:

F_{yst} = esfuerzo de fluencia especificado para el material del rigidizador, MPa
D = 1 para rigidizadores dobles
= 1.8 para rigidizadores sencillos en ángulos
= 2.4 para rigidizadores sencillos en platina
C_v y V_n se definen en F.2.17.3, "V_u" es la resistencia al corte requerida en el lugar del rigidizador.

F.2.17.5 - INTERACCION FLEXION-CORTANTE - Para $0.6\phi V_n \le V_u \le \phi V_n$ $(\phi = 0.90)$ y $0.75\phi M_n \le M_u \le \phi M_n$ $(\phi = 0.90)$, las vigas ensambladas con almas diseñadas para la acción del campo tensionado deberán satisfacer adicionalmente los criterios de interacción flexión-cortante.

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0.625\frac{V_u}{\phi V_n} \le 1.375 \qquad \textbf{(F.2-161)}$$

en donde:

M_n = es la resistencia nominal de diseño a la flexión de las vigas ensambladas según F.2.17.2 o F.2.6.1
ϕ = 0.90
V_n = es la resistencia nominal de diseño al corte según F.2.17.3

F.2.18 - MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSION Y FUERZAS COMBINADAS

Esta sección suministra ecuaciones alternas de interacción para miembros de sección en I con $b_f/d \le 1.0$ cargados biaxialmente y miembros en cajón.

F.2.18.1 - ECUACIONES ALTERNAS DE INTERACCION PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR ESFUERZOS COMBINADOS - Las siguientes ecuaciones de interacción pueden usarse en lugar de las ecuaciones F.2-46 y F.2-47, para los miembros en forma de I con $b_f/d \le 1.0$ y flexión biaxial y en forma de cajón, empleados en estructuras arriostradas únicamente. Se deben satisfacer las siguientes dos ecuaciones:

$$\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M'_{px}}\right]^{\varsigma} + \left[\frac{M_{uy}}{\phi_b M'_{py}}\right]^{\varsigma} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.2-162)}$$

$$\left[\frac{C_{mx}M_{ux}}{\phi_b M'_{nx}}\right]^{\eta} + \left[\frac{C_{my}M_{uy}}{\phi_b M'_{ny}}\right]^{\eta} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.2-163)}$$

Los términos de las anteriores ecuaciones se determinan así:

(a) Para miembros en forma de **I**:

Para $b_f/d < 0.5$:

$$\zeta = 1.0$$

Para $0.5 \le b_f/d \le 1.0$:

$$\varsigma = 1.6 - \frac{P_u/P_y}{2\left[\ln\left(P_u/P_y\right)\right]} \qquad \textbf{(F.2-164)}$$

Para $b_f/d < 0.3$:

$$\eta = 1.0$$

Para $0.3 \le b_f/d \le 1.0$:

$$\eta = 0.4 + \frac{P_u}{P_y} + \frac{b_f}{d} \ge 1.0 \qquad \textbf{(F.2-165)}$$

en donde:

b_f = ancho de la aleta, mm
d = altura del miembro, mm
C_m = coeficiente aplicado al término de flexión en la ecuación de interacción para miembros prismáticos y dependiente de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados, véase F.2.3.1.

$$M'_{px} = 1.2M_{px}\left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right] \le M_{px} \qquad \textbf{(F.2-166)}$$

$$M'_{py} = 1.2M_{py}\left[1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2\right] \le M_{py} \qquad \textbf{(F.2-167)}$$

$$M'_{nx} = M_{nx}\left[1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right]\left[1 - \frac{p_u}{P_{ex}}\right] \qquad \textbf{(F.2-168)}$$

$$M'_{ny} = M_{ny}\left[1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right]\left[1 - \frac{p_u}{P_{ey}}\right] \qquad \textbf{(F.2-169)}$$

(b) Para miembros con sección en cajón:

$$\zeta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln\left(P_u/P_y\right)} \qquad \textbf{(F.2-170)}$$

$$\eta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln\left(P_u/P_y\right)} - a\lambda_x\left(\frac{P_u}{P_y}\right)^b > 1.1 \qquad \textbf{(F.2-171)}$$

Para $P_u/P_y \le 0.4$, $a = 0.06$ y $b = 1.0$

Para $P_u/P_y > 0.4$, $a = 0.15$ y $b = 2.0$

$$M'_{px} = 1.2M_{px}\left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right] \leq M_{px} \qquad \textbf{(F.2-172)}$$

$$M'_{py} = 1.2M_{py}\left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right] \leq M_{py} \qquad \textbf{(F.2-173)}$$

$$M'_{nx} = M_{nx}\left[1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right]\left[1 - \frac{P_u}{P_{ex}}\frac{1.25}{(B/H)^{1/3}}\right] \qquad \textbf{(F.2-174)}$$

$$M'_{ny} = M_{ny}\left[1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right]\left[1 - \frac{P_u}{P_{ey}}\frac{1.25}{(B/H)^{1/2}}\right] \qquad \textbf{(F.2-175)}$$

en donde:

P_n = resistencia nominal a la compresión determinada según F.2.5.2, N
P_u = resistencia axial requerida, N
P_y = resistencia de fluencia por compresión A_gF_y, N
ϕ_b = coeficiente de resistencia por flexión = 0.90
ϕ_c = coeficiente de resistencia por compresión = 0.85
P_e = carga que produce pandeo según Euler

$$= \frac{A_gF_y}{\lambda_c^2}$$

en donde:

λ_c = es el parámetro de esbeltez de la columna definido por la fórmula F.2-20, N
M_u = momento de flexión requerido, N-mm
M_n = resistencia nominal de diseño a la flexión, calculada según F.2.6.1, N-mm
M_p = momento plástico, $\leq 1.5F_yS$, N-mm.
B = ancho exterior de la sección en cajón, paralelo al mayor eje principal, x, mm
H = altura exterior de la sección en cajón, perpendicular al mayor eje principal, x, mm

F.2.19 - CONEXIONES, UNIONES Y PASADORES

El numeral F.2.19.1 brinda una resistencia de diseño alternativa para soldaduras de filete. El numeral F.2.19.2 atañe al diseño de conexiones por fricción usando cargas mayoradas.

F.2.19.1 - SOLDADURAS

F.2.19.1.1 - *Resistencia de diseño* - En lugar de la resistencia de diseño constante para soldaduras de filete dada en la tabla F.2.7 se permite usar el siguiente procedimiento.

(a) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineal cargado en su plano a través de su centro de gravedad es $\phi F_w A_w$:

$$F_w = 0.60F_{exx}\left(1.0 + 0.50\ \text{sen}^{1.5}\ \theta\right)$$

en donde:
ϕ = 0.75

F_w = esfuerzo nominal, MPa
F_{exx} = número de clasificación del electrodo, esto es, resistencia mínima especificada, MPa
θ = ángulo de la carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados
A_w = área efectiva de la garganta de la soldadura, mm²

(b) La resistencia de diseño de elementos de soldadura ubicados dentro de un grupo de soldadura que está cargado en su plano y se analizó siguiendo un método de centro de rotación instantáneo para mantener la compatibilidad de deformaciones y comportamiento no lineal de deformación para la carga de soldaduras cargadas con ángulo variable es $\phi F_{wx} A_w$ y $\phi F_{wy} A_w$:

en donde:

F_{wx} = $\sum F_{wix}$
F_{wy} = $\sum F_{wiy}$
F_{wi} = $0.60 F_{exx}\left(1.0 + 0.50\ \text{sen}^{1.5}\ \theta\right) f(p)$
$f(p)$ = $\left[p\left(1.9 - 0.9p\right)\right]^{0.3}$
ϕ = 0.75
F_{wi} = esfuerzo nominal en cualquier i-ésimo elemento, MPa
F_{wix} = componente en x del esfuerzo F_{wi}
F_{wiy} = componente en y del esfuerzo F_{wi}
p = Δ_i / Δ_m , relación entre la deformación de un elemento i y su deformación ante el esfuerzo máximo
Δ_m = $0.209\left(\theta + 2\right)^{-0.32} D$, deformación del elemento de soldadura con el esfuerzo máximo, mm
Δ_i = deformación de los elementos de soldadura con niveles intermedios de esfuerzos, linealmente proporcional a la deformación crítica con base en la distancia desde el centro instantáneo de rotación $\left(r_i\right)$, mm

$$= \frac{r_i \Delta_u}{r_{crit}}$$

Δ_u = $1.087\left(\theta + 6\right)^{-0.65} D \leq 0.17D$, deformación de un elemento de soldadura sometido al esfuerzo último (rotura), generalmente en el elemento más distante del centro instantáneo de rotación, mm
D = tamaño del lado de una soldadura de filete, mm
r_{crit} = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con la relación Δ_u / r_i mínima

F.2.19.2 - PERNOS Y ELEMENTOS ROSCADOS

F.2.19.2.1 - *Pernos de alta resistencia en conexiones por fricción*

(a) Conexiones por fricción diseñadas con cargas mayoradas - Se permite proporcionar las conexiones por fricción para cargas mayoradas. La resistencia a la fricción de diseño que se usará con cargas mayoradas, ϕR_{str} , deberá ser mayor o igual que la fuerza requerida debida a las cargas mayoradas, en donde:

$$R_{str} = 1.13 \mu T_m N_b N_s \qquad \textbf{(F.2-176)}$$

en donde:

T_m = tensión mínima del conector dada en la tabla F.2.8, MPa
N_b = número de pernos en la unión
N_s = número de planos de fricción
μ = coeficiente medio de fricción para superficies clase A, B o C, el que sea aplicable o determinado mediante ensayos

- Para superficies Clase A (superficies de acero libres de escamas de laminación sin pintar o superficies de acero limpiado con chorro con un recubrimiento Clase A), $\mu = 0.33$.
- Para superficies Clase B (superficies de acero limpiado con chorro sin pintar o superficies de acero limpiado con chorro con un recubrimiento Clase B), $\mu = 0.50$.
- Para superficies Clase C (superficies galvanizadas por inmersión en caliente y superficies ásperas), $\mu = 0.40$.

ϕ = coeficiente de resistencia

- Para agujeros estándar, $\phi = 1.0$
- Para agujeros agrandados y de ranura corta, $\phi = 0.85$
- Para agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga, $\phi = 0.70$
- Para agujeros de ranura larga paralelos a la dirección de la carga, $\phi = 0.60$

F.2.19.2.2 - ***Tensión y corte combinados en conexiones por fricción***

(a) Conexiones por fricción diseñadas con cargas mayoradas - Cuando se usen cargas mayoradas para el diseño de conexiones por fricción sujetas a una tensión T que reduzca la fuerza neta de atenazamiento la resistencia por fricción ϕR_{str}, de acuerdo con F.2.19.2.1 deberá multiplicarse por el siguiente factor en el cual T_u es la resistencia a tensión requerida bajo cargas mayoradas:

$$\left[\frac{1 - T_u}{1.13 T_m N_b}\right] \qquad \textbf{(F.2-177)}$$

F.2.20 - CONSIDERACIONES SOBRE LA RESISTENCIA DE DISEÑO

F.2.20.1 - EMPOZAMIENTO DE AGUA - Las estipulaciones de este numeral pueden utilizarse cuando se necesita un cálculo más exacto de la rigidez de la estructura de una cubierta plana que aquel dado en F.2.11.2 para el cual $C_p + 0.9 C_s \leq 0.25$.

Para cualquier combinación de estructura primaria y secundaria, el índice del esfuerzo se calcula como

$$U_p = \left[\frac{F_y - f_o}{f_o}\right]_p \text{ para el miembro principal} \qquad \textbf{(F.2-178)}$$

$$U_s = \left[\frac{F_y - f_o}{f_o}\right]_s \text{ para el miembro secundario} \qquad \textbf{(F.2-179)}$$

en donde:

f_o = el esfuerzo debido a $1.2D+1.2R$ (D = carga muerta nominal, R = carga nominal debida al agua lluvia o al granizo excluyendo la contribución del empozamiento de agua)*

Al nivel del índice de esfuerzo, U_p, calculado para las vigas principales, entre a la figura F.2-1; desplácese horizontalmente hasta el valor, C_s, calculado para las vigas secundarias y luego verticalmente hacia abajo hasta el eje de las abcisas. La rigidez combinada de los miembros principales y secundarios de la estructura es suficiente para evitar el empozamiento de agua si la constante de flexibilidad determinada en la abcisa es mayor que el valor, C_p, calculado para el miembro primario dado. De lo contrario se requiere una viga principal o una secundaria más rígida o una combinación de las dos. De lo anterior

$$C_p = \frac{500\, L_s\, L_p^4}{I_p} \qquad \textbf{(F.2-180)}$$

* Dependiendo de la situación geográfica, esta carga deberá incluir la cantidad de granizo que pueda presentarse.

$$C_p = \frac{500\ S\ L_p^4}{I_s} \qquad \textbf{(F.2-181)}$$

en donde:

L_p = espaciamiento entre columnas en dirección de la viga (longitud de los miembros principales), m
L_s = espaciamiento entre columnas perpendicular a la viga (longitud de los miembros secundarios), m
S = espaciamiento entre miembros secundarios, m
I_p = momento de inercia de los miembros principales, mm^4
I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, mm^4

Las estructuras de cubierta que consistan en una serie de vigas uniformemente espaciadas, apoyadas en muros portantes, se consideran como miembros secundarios apoyados sobre un miembro principal infinitamente rígido. En este caso, se entra en la figura F.2-2 con el índice del esfuerzo calculado, U_s. El valor límite, C_s, se determina interceptando la línea horizontal que representa el valor de, U_s, con la curva para $C_p=0$.

La deflexión por empozamiento de agua generada en una teja metálica es generalmente una parte tan pequeña de la deflexión total causada por el empozamiento en una zona de la cubierta que es suficiente limitar su momento de inercia en mm^4, (por metro de ancho normal a la luz) a 3950 veces la cuarta potencia de la luz, m. Sin embargo, se puede requerir alguna investigación para asegurar la estabilidad bajo condiciones de empozamiento de un sistema de cubierta en teja metálica compuesta por miembros relativamente esbeltos sostenidos por vigas que se apoyan directamente sobre columnas. Esta puede realizarse por medio de las figuras F.2-1 o F.2-2 utilizando, C_s, como el coeficiente de flexibilidad para el ancho de 1 metro de la cubierta **(S=1.0)**.

Puesto que la rigidez por corte del diagonalado de las viguetas y cerchas de celosía es menor que el de almas sólidas, el momento de inercia debe tomarse como el 85% del de sus cuchillos.

F.2.20.2 - FATIGA - Los miembros y las conexiones solicitada por esfuerzos de fatiga se diseñaran de acuerdo con lo establecido en el presente numeral.

La fatiga tal como se emplea en esta especificación se define como el daño que puede convertirse en fractura después de un número determinado de fluctuaciones de esfuerzos repetidos. Se define el rango de esfuerzos como la magnitud de las fluctuaciones. En el caso de inversión de esfuerzos, el rango de éstos se calculará como la suma numérica de los máximos esfuerzos repetidos de tensión y compresión, o como la suma de los valores máximos de esfuerzos cortantes de dirección opuesta en un punto dado, resultantes de las diversas posiciones de la carga viva.

F.2.20.2.1 - ***Condiciones de carga: tipo y localización del material*** - Para el diseño de los miembros y las conexiones solicitadas por variaciones repetidas de esfuerzos producidos por la carga viva, se deben considerar el número de veces que ocurran las variaciones (número de ciclos), el rango de esfuerzos esperados y el tipo y localización del miembro o detalle.

Las condiciones de carga se clasificarán de acuerdo con la tabla F.2-18.

El tipo y localización del material se clasificará de acuerdo con la tabla F.2-19.

Tabla F.2-18
Número de ciclos

Condición de carga	Número de ciclos	
	De	Hasta
1	20.000(a)	100.000 (b)
2	100.000	500.000 (c)
3	500.000	2'000.000 (d)
4	más de 2'000.000	

(a) Aproximadamente equivalente a dos aplicaciones diarias durante 25 años
(b) Aproximadamente equivalente a 10 aplicaciones diarias durante 25 años
(c) Aproximadamente equivalente a 50 aplicaciones diarias durante 25 años
(d) Aproximadamente equivalente a 200 aplicaciones diarias durante 25 años

F.2.20.2.2 - ***Rango de esfuerzos de diseño*** - El máximo rango de esfuerzos correspondiente a las cargas de servicio no deberá exceder el rango de esfuerzos de diseño especificados en la tabla F.2-20.

F.2.20.2.3 - ***Resistencia de diseño de pernos en tensión*** - El esfuerzo de tensión en pernos Grado 5 o Grado 8 ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490), sometidos a cargas de fatiga por tensión, producido por la combinación de la carga aplicada y la acción de tenaza no debe exceder los valores especificados en la tabla F.2-21. La fuerza debida al efecto de tenaza no debe exceder el 60% de la carga externa aplicada.

Los pernos se apretarán conforme a la tabla F.2-8.

No se recomienda el uso de otros pernos y partes roscadas cuando estén sometidos a cargas de tensión que causen fatiga.

Figura F.2-1
Coeficientes de flexibilidad límites para sistemas de miembros principales

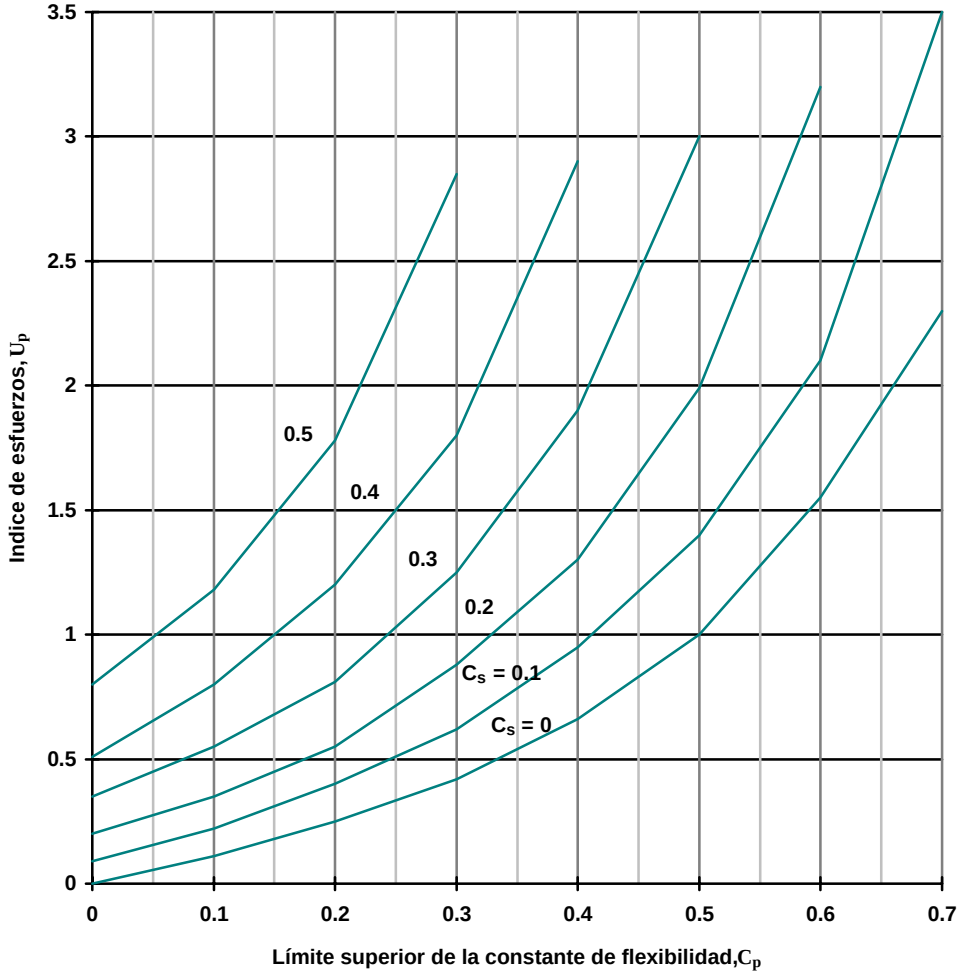


Figura F.2-2
Coeficientes de flexibilidad límites para sistemas secundarios

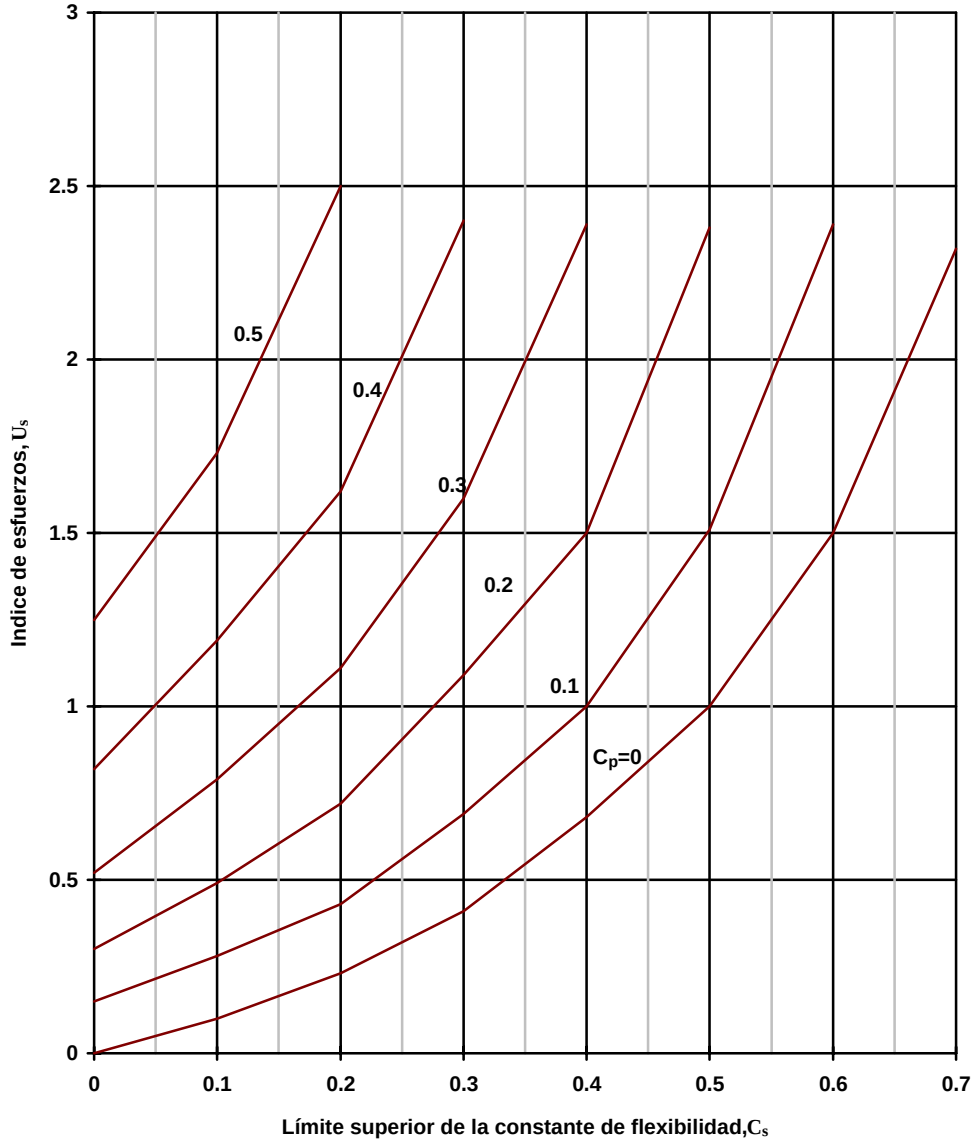


Tabla F.2-19
Tipo y localización de material

Condición general	Situación	Clase de esfuerzo (a)	Categoría de esfuerzo tabla F.2-20	No. de los ejemplos ilustrativos véase fig F2-3
Material liso	Metal base con superficies laminadas o limpiadas. Bordes cortados por fusión con tersura ANSI de 1000 o menos.	T o Rev.	A	1, 2
Miembros ensamblados	Metal base y metal de soldadura en miembros sin uniones, platinas ensambladas o perfiles ensamblados conectados por soldaduras acanaladas continuas de penetración completa, o soldaduras continuas de filete paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.	T o Rev	B	3, 4, 5, 6
	Metal base y metal de soldadura en miembros sin uniones, platinas ensambladas perfiles ensamblados conectados por soldaduras acanaladas de penetración completa con platinas de respaldo sin remover o por soldaduras acanaladas de penetración parcial paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.	T o Rev.	B'	3, 4, 5, 6
	En vigas, el metal base en la raíz de las soldaduras en el alma o en aletas adyacentes a los atiesadores transversales soldados.	T o Rev.	C	7
	Metal base en los extremos de platabandas parcialmente soldadas más angostas que la aleta, con los extremos a escuadra o acartelados, con o sin soldaduras a través de éstos o más anchas que la aleta con soldaduras a través de los extremos. Aletas con espesor ≤ 20 mm. Aletas con espesor > 20 mm.	 T o Rev. T o Rev.	 E E'	 5 5
	Metal base en el extremo de platabandas parcialmente soldadas, más anchas que la aleta, sin soldaduras a través de los extremos.		E'	5
Soldaduras acanaladas o de surco	Metal base y metal de soldadura en empalmes de partes de secciones transversales similares, pulidas a ras, con soldaduras acanaladas de penetración completa con el pulimento en la dirección del esfuerzo aplicado y con la calidad de la soldadura controlada por medio de inspecciones radiográficas o ultrasónicas que cumplan con los requisitos de 9.25.2 o 9.25.3 del código de soldadura de Fedestructuras D1.1-85	T o Rev.	B	10, 11
	Metal base y metal de soldadura en empalmes con soldadura acanalada de penetración completa, en transiciones de ancho o espesor, con soldaduras pulidas para proporcionar pendientes no mayores de 1 a 2 1/2 con el pulimento en la dirección del esfuerzo aplicado y con la calidad de la soldadura controlada por inspecciones radiográficas o ultrasónicas que cumplan con los requisitos de las secciones 9.25.2 o 9.25.3 del código de soldadura de Fedestructuras D1.1-85 Metal base NTC 4014 (ASTM A514) Otros metales base	T o Rev. T o Rev.	B' B	12, 13 12, 13

Tabla F.2-19 (continuación)
Tipo y localización de material

Soldaduras acanaladas o de surco (continuación)	Metal base y metal de soldadura en empalmes con soldadura acanalada de penetración completa, con o sin transiciones que tengan pendientes no mayores de 1 a 2 1/2, cuando no se pule la soldadura pero su calidad se controla por medio de inspecciones radiográficas o ultrasónicas que cumplan con los requisitos de las secciones 9.25.2 o 9.25.3 del código de soldadura de Fedestructuras	T o Rev.	C	10,11,12,13
Soldaduras acanaladas de penetración parcial	Metal de soldadura en soldaduras acanaladas transversales de penetración parcial, con base en el área efectiva de la garganta de la soldadura.	T o Rev.	F (c)	
Condición general	Situación	Clase de esfuerzo (a)	Categoría de esfuerzo tabla F.2-20	No. de los ejemplos ilustrativos véase fig F2-3
Conexiones con soldadura de filete	Metal base en soldaduras de filete intermitentes	T o Rev.	E	
	Metal base en la unión de miembros cargados axialmente y conectados en sus extremos con soldadura de filete.			
	La soldadura se distribuirá con respecto al eje de los miembros, de tal modo que equilibre los esfuerzos en las soldaduras.			
	$b \leq 25$ mm	T o Rev.	E	17, 18
	$b > 25$ mm	T o Rev.	E'	17, 18
	Metal base en miembros conectados con soldaduras transversales de filete.			
	$b \leq 13$ mm $b > 13$ mm	T o Rev.	C (c)	20, 21
Soldaduras de filete	Metal de soldadura en soldaduras longitudinales o transversales de filete, continuas o intermitentes.	S	F (c)	15,17,18,20, 21
Soldaduras de tapón o de ranura	Metal base en las soldaduras de tapón o de ranura.	T o Rev.	E	27
	Cortante en las soldaduras de tapón o de ranura	S	F	27
Uniones conectadas mecánicamente	Metal base en la sección total de conexiones tipo fricción con pernos de alta resistencia, excepto en uniones cargadas axialmente que induzcan flexión fuera del plano en el material conectado.	T o Rev.	B	8
	Metal base en la sección neta de otras uniones conectadas mecánicamente.	T o Rev.	D	8, 9
	Metal base en la sección neta de conexiones tipo aplastamiento con pernos de alta resistencia totalmente tensionados.	T o Rev.	B	8,9
Platinas para pasadores y barras de ojo	Metal base en la sección neta de la cabeza de la barra de ojo o de la platina para pasadores	T o Rev.	E	28, 29

Tabla F.2-19 (continuación)
Tipo y localización de material

Uniones varias	Metal base en piezas conectadas con solda-duras acanaladas de penetración completa solicitadas por cargas longitudinales y/o transversales cuando la pieza incorpora un radio de transición R con la terminación de la soldadura de acabado liso y para cargas transversales, siendo la calidad de la soldadura controlada por medio de inspecciones radiográficas o ultrasónicas que cumplan con los requisitos de las secciones 9.25.2 o 9.25.3 del código de solda-dura de Fedestructuras D1.1-85			
	Cargas longitudinales			
	R ≥ 600 mm	T o Rev.	B	14
	600 mm > R ≥ 150 mm	T o Rev.	C	14
	150 mm > R ≥ 50 mm	T o Rev.	D	14
	50 mm > R	T o Rev.	E	14
	Metal base en piezas solicitadas por cargas transversales: de igual espesor y soldaduras pulidas.			
	R ≥ 600 mm	T o Rev.	B	14
	600 mm > R ≥ 150 mm	T o Rev.	C	14
	150 mm > R ≥ 50 mm	T o Rev.	D	14
	50 mm > R	T o Rev.	E	14, 15
	Metal base en piezas solicitadas por cargas transversales: de igual espesor y soldaduras sin pulir.			
	R ≥ 600 mm	T o Rev.	C	14
	600 mm > R ≥ 150 mm	T o Rev.	C	14
	150 mm > R ≥ 50 mm	T o Rev.	D	14
	50 mm > R	T o Rev.	E	14, 15
	Metal base en piezas solicitadas por cargas transversales: espesor desigual y soldadura pulida.			
	R ≥ 50 mm	T o Rev.	D	14
	50 mm > R	T o Rev.	E	14, 15
	Metal base en piezas solicitadas por cargas transversales: espesor desigual y soldadura sin pulir.			
	Todos los R	T o Rev.	E	14, 15
	Metal base en piezas solicitadas por cargas transversales.			
	R ≥ 150 mm	T o Rev.	C	19
	150 mm > R ≥ 50 mm	T o Rev.	D	19
	50 mm > R	T o Rev.	E	19
Condición general	Situación	Clase de esfuerzo (a)	Categoría de esfuerzo tabla F.2-20	No. de los ejemplos ilustrativos véase fig F2-3
Uniones varias	Metal base en piezas conectadas con soldaduras acanaladas de penetración completa solicitadas por cargas longitudinales			
	50 mm < a ≤ 12b o 100 mm	T o Rev.	D	15
	a > 12b ó 100 mm, cuando b ≤ 25 mm	T o Rev.	E	15
	a > 12b ó 100 mm, cuando b > 25 mm	T o Rev.	E´	15

Tabla F.2-19 (continuación)
Tipo y localización de material

Uniones varias (continuación)	Metal base en piezas conectadas por soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial solicitadas por cargas longitudinales. a < 50 mm 50 mm < a ≤ 12b ó 100 mm a > 12b ó 100 mm, cuando b ≤ 25 mm a > 12b ó 100 mm, cuando b > 25 mm	 T o Rev. T o Rev. T o Rev. T o Rev.	 C D E E´	 15,23,24,25,26 15,23,24,26 15,23,24,26 15,23,24,26
	Metal base conectado por soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial solicitadas por cargas longitudinales cuando el terminado de la soldadura incorpora un radio de transición y tiene un acabado pulido liso. R > 50 mm R ≤ 50 mm	 T o Rev. T o Rev.	 D E	 19 19
	Metal base en uniones varias con soldadura de filete cuando el terminado de la soldadura incorpora un radio de transición, un acabado pulido liso y el material principal está solicitado por cargas longitudinales. Metal base en piezas solicitadas por carga transversal R > 50 mm R ≤ 50 mm	 T o Rev. T o Rev.	 D E	 19 19
	Metal base en conectores de cortante tipo espigo unidos por soldadura de filete o soldadura final automática .	T o Rev.	C	22
	Esfuerzo cortante sobre el área nominal de los conectores de cortante tipo espigo.	S	F	

Notas:

(a) "T" significa el rango de los esfuerzos a tensión únicamente, "Rev" significa un rango que comprende inversión de esfuerzos de tensión o compresión; "S" significa el rango en los esfuerzos de cortante, incluyendo la inversión de esfuerzo cortante.

(b) Estos ejemplos se dan como guía general y no pretenden excluir otros casos razonablemente similares.

(c) El rango de esfuerzos permisibles de fatiga para soldaduras transversales de filete y de penetración parcial es una función de la garganta efectiva, de la profundidad de penetración y del espesor de la platina.

Véase el estudio de Frank y Fisher en el Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105 No. ST9, septiembre 1979 de Frank y Fisher.

Tabla F.2-20
Rango de esfuerzos admisibles

Categoría según la tabla F.2-19	Condición de carga			
	(1)	(2)	(3)	(4)
A	430	255	165	165
B	340	200	125	110
B´	270	160	105	80
C	240	145	90	70 (véase nota)
D	190	110	70	50
E	150	90	55	30
E´	110	65	40	20
F	100	80	60	55

Nota:

Se permite un rango de esfuerzos a flexión de 8o MPa en el pie de soldaduras de atiesadores o aletas.

Tabla F.2-21
Resistencia de diseño de pernos Grado 5 o Grado 8 ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490) sometidos a tensión

Número de ciclos	Resistencia de diseño
No más de 20.000	según se específica en de F.2.10.3
De 20.000 a 500.000	$0.30A_bF_u$ (véase la nota)
más de 500.000	$0.25A_bF_u$ (véase la nota)

Nota: Para cargas de servicio

Figura F.2-3
Ejemplos ilustrativos

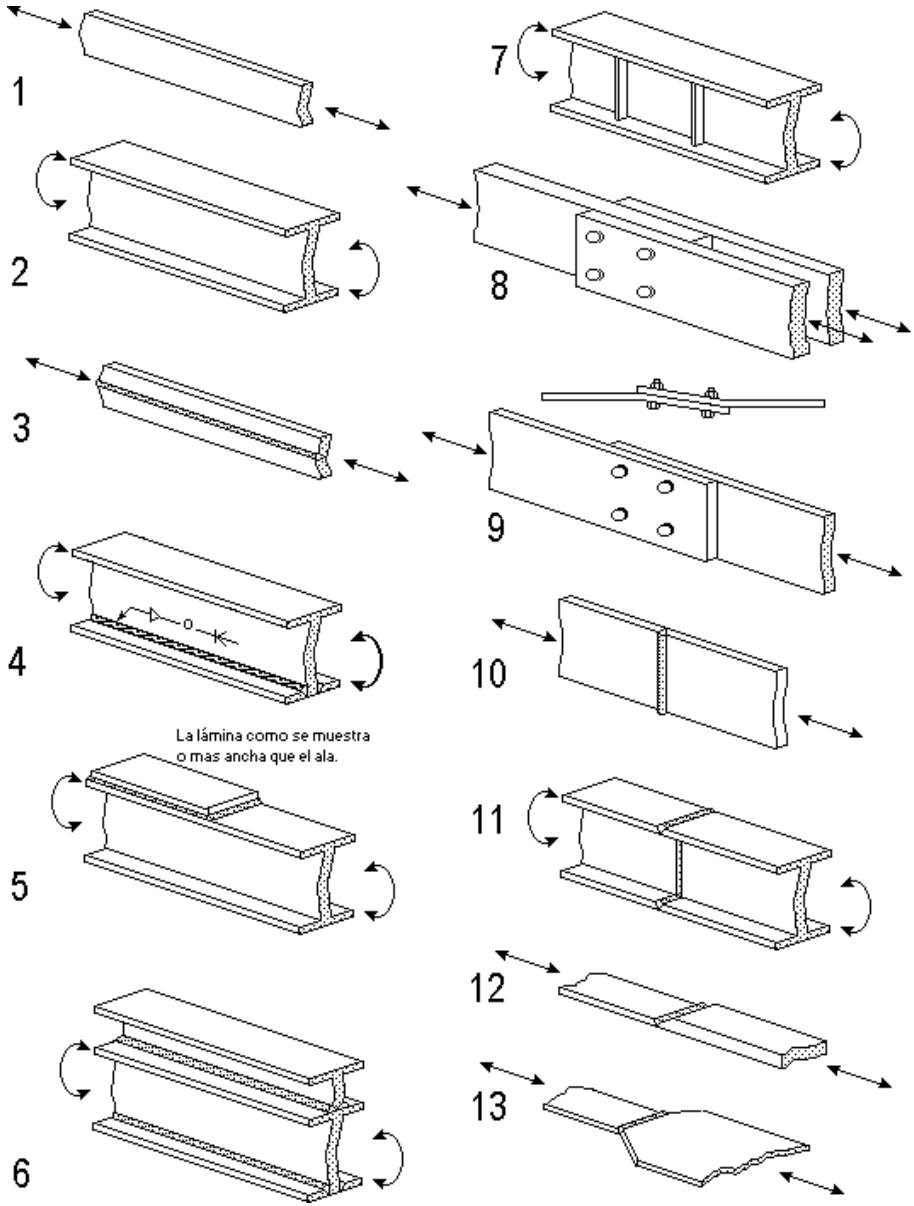
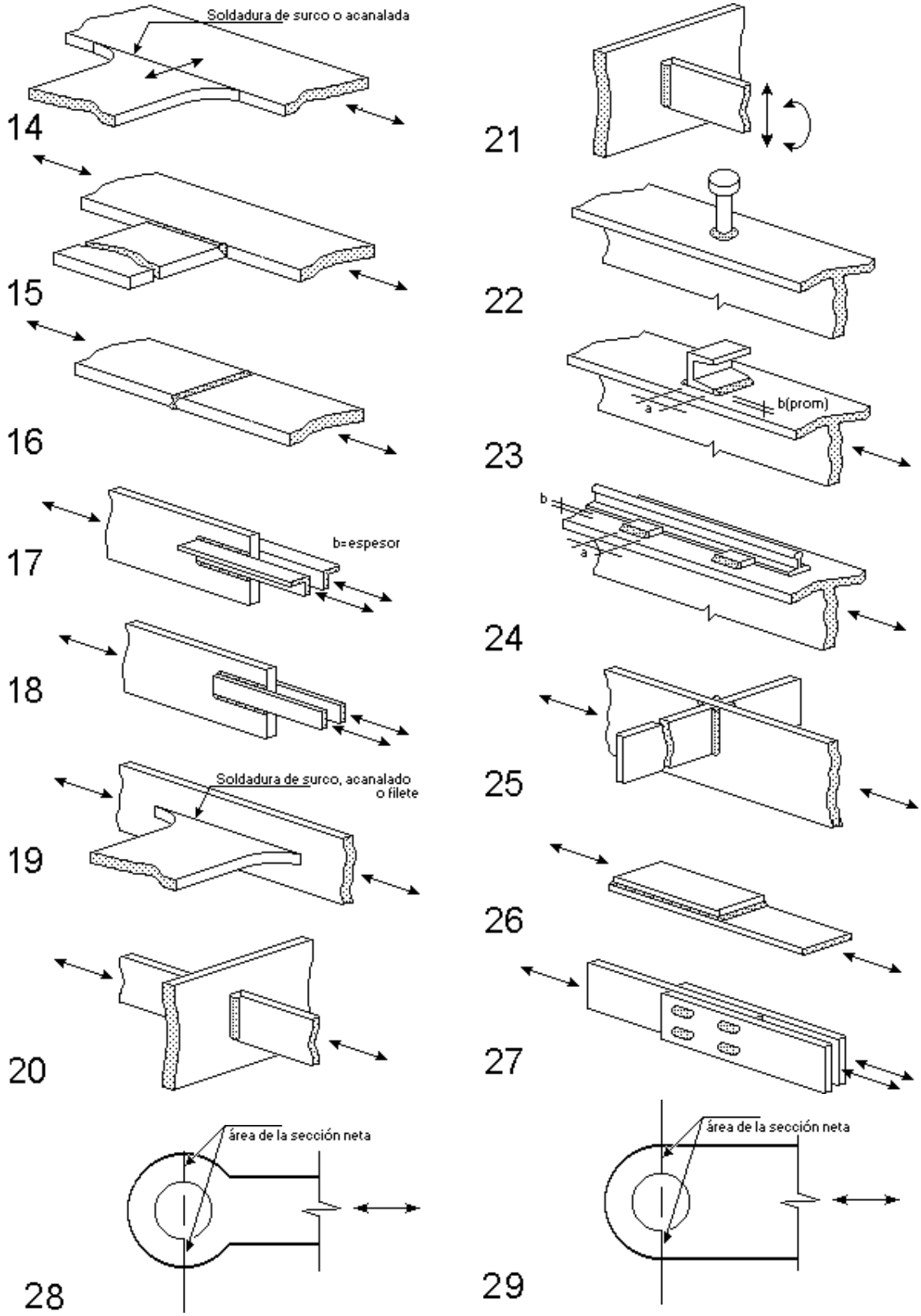


Figura F.2-3 (Continuación)
Ejemplos ilustrativos



CAPITULO F.3
PROVISIONES SISMICAS PARA EDIFICACIONES HECHAS CON PERFILES LAMINADOS O MIEMBROS ARMADOS DE ACERO ESTRUCTURAL; DISEÑO PARA ESTADOS LIMITES

F.3.0 - GENERALIDADES

F.3.0.1 - ALCANCE - Estos requisitos sísmicos especiales deben aplicarse conjuntamente con el Capítulo F.2. Están destinados al diseño y construcción de miembros y conexiones de acero estructural en edificios para los cuales se han determinado las fuerzas de diseño que resultan de movimientos sísmicos con base en la disipación de energía en el rango de respuesta no lineal.

Las provisiones sísmicas y las cargas nominales en cada una de las zonas de amenaza sísmica, dependen de la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los diferentes sistemas de resistencia sísmica como se establece en el Título A y en el presente capítulo.

F.3.0.2 - DEFINICIONES - Los términos especiales utilizados en este capítulo tienen los siguientes significados:

Angulo de rotación del vínculo - El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo plástico entre el vínculo y la porción de viga que queda fuera de él cuando la deriva total de piso es E'/E veces la deriva calculada con el corte especificado en la base, V.

Arriostramiento diagonal - Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga axial y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una armadura para resistir las cargas horizontales.

Cargas nominales - Las magnitudes de las cargas especificadas en el Título B.

Coeficiente de resistencia - Un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia verdadera con respecto a la nominal y la manera y consecuencias de la falla.

Conexión - Combinación de uniones utilizadas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Se clasifica por el tipo y magnitud de la fuerza transferida (momento, corte, reacción en el extremo).

DCCR (Diseño con coeficientes de carga y de resistencia) - Un método de diseño de componentes estructurales (miembros, elementos de conexión y ensamblajes) en el que no se sobrepasa ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a todas las combinaciones de carga de diseño.

Efecto P delta - Efecto secundario producido por las cargas axiales y la deflexión lateral sobre los cortes y momentos en los miembros.

Instalaciones indispensables - Aquellas edificaciones que pertenecen al grupo de uso IV como se define en el Título A.

Junta - Area donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes. Se clasifican por el tipo de soldadura o elemento de conexión utilizado y por el método de transferencia de la fuerza.

Junta crítica al deslizamiento - Una unión empernada en donde se requiere resistencia de la conexión al deslizamiento.

Miembro de apoyo lateral - Miembro diseñado para impedir el pandeo lateral o el lateral torsional de los miembros principales de un pórtico.

Platinas de continuidad - Rigidizadores de columna en los límites superior e inferior de la zona de panel.

Pórtico arriostrado - Un sistema de armadura esencialmente vertical de tipo concéntrico o excéntrico que resiste las fuerzas laterales aplicadas al sistema estructural.

Pórtico arriostrado concéntricamente - Un pórtico arriostrado en donde todos los miembros del sistema de arriostramiento están sometidos principalmente a fuerzas axiales. El pórtico arriostrado concéntricamente deberá cumplir los requisitos de F.3.9.

Pórtico arriostrado en K - Un pórtico arriostrado concéntricamente en el que un par de riostras diagonales, localizadas a un lado de una columna, se conectan a un mismo punto en el claro libre de la columna.

Pórtico arriostrado en V - Un pórtico arriostrado concéntricamente, en el que un par de riostras diagonales localizadas por encima o por debajo de una viga se conectan a un punto único de la luz de la viga. Cuando las riostras diagonales están por debajo de la viga también se le suele llamar pórtico arriostrado en **V** invertida.

Pórtico arriostrado en X - Un pórtico arriostrado concéntricamente, en donde un par de riostras diagonales se cruzan aproximadamente en el punto medio de las riostras.

Pórtico arriostrado en Y - Un pórtico arriostrado excéntricamente, en donde el vástago de la **Y** es el vínculo del sistema de pórtico arriostrado excéntricamente.

Pórtico arriostrado excéntricamente - Un pórtico arriostrado mediante diagonales en el que por lo menos un extremo de cada riostra está conectado a la viga a una corta distancia de una conexión viga a columna o de otra conexión viga a riostra. El pórtico arriostrado excéntricamente deberá cumplir los requisitos de F.3.9.

Pórtico resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.7 y de F.3.1.2.3..

Pórtico resistente a momento con capacidad mínima de disipación de energía - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.6 y de F.3.1.2.1.

Pórtico resistente a momento con capacidad moderada de disipación de energía - Un sistema de pórtico que resiste momento y que cumple con los requisitos de F.3.1.2.2.

Pórtico resistente a momento - Un sistema aporticado de edificación en el cual todas las fuerzas de corte sísmicas son resistidas por flexión y corte en los miembros y nudos del pórtico.

Resistencia de diseño - Resistencia (bien sea fuerza, momento, esfuerzo, según corresponda) proporcionada por un elemento o una conexión; es el producto de la resistencia nominal multiplicada por el coeficiente de resistencia.

Resistencia de diseño al corte del vínculo - La cantidad menor entre $\mathbf{fV_p}$ o $\mathbf{2\,fM_p/e}$, en donde $\mathbf{f=0.9}$, $\mathbf{V_p = 0.55F_y dt_w}$ y $\mathbf{e}$ = la longitud del vínculo modificada como se indica en F.3.9.2.f.

Resistencia nominal - La capacidad de una estructura o componente para resistir los efectos de las cargas, determinada por cálculo, utilizando las resistencias especificadas del material y dimensiones y fórmulas deducidas a partir de principios aceptados de mecánica estructural, o mediante ensayos en obra o en laboratorio de modelos a escala, que tengan en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones de laboratorio y las de la obra.

Resistencia requerida - Efecto de la carga (fuerza, momento, esfuerzo, según corresponda) que actúa sobre un elemento o una conexión, determinada por análisis estructural a partir de las cargas mayoradas (utilizando las combinaciones de carga críticas más apropiadas).

Rigidizadores intermedios del alma de un vínculo - Rigidizadores verticales del alma colocados dentro del vínculo.

Sistema dual - Un sistema dual de acuerdo con A.3.2 es un sistema estructural con las siguientes características:

- Un pórtico espacial esencialmente completo que soporta las cargas gravitacionales.

- La resistencia a la carga lateral es proporcionada por pórticos resistentes a momento, bien sea con capacidad especial o mínima de disipar energía, que pueden resistir por lo menos veinticinco por ciento del corte en la base, y muros de cortante de concreto o de acero, o pórticos arriostrados excéntricamente o concéntricamente.
- Cada sistema deberá diseñarse también para resistir la carga lateral en proporción a su rigidez relativa.

Sistema estructural - Un ensamblaje de componentes portadores de carga que se unen para proporcionar interacción o interdependencia regulares.

Viga - Un miembro estructural cuya principal función es soportar fuerzas aplicadas transversalmente a su eje longitudinal; generalmente es un miembro horizontal en un sistema de pórtico para resistir fuerzas sísmicas.

Vínculo - En los pórticos arriostrados excéntricamente es el segmento de viga que va de columna a columna, localizado entre el extremo de una riostra diagonal y una columna o entre los extremos de dos riostras diagonales del pórtico arriostrado excéntricamente. La longitud del vínculo se define como la distancia libre entre la riostra diagonal y la cara de la columna o entre los extremos de las dos riostras diagonales.

Zonal de panel - Area de la conexión viga a columna limitada por las aletas de la viga y de la columna.

F.3.0.3 - NOMENCLATURA - La nomenclatura siguiente se aplica en este capítulo.

Los números colocados entre paréntesis después de la definición de un símbolo, se refieren a en donde el símbolo se utiliza por primera vez.

$\mathbf{A_e}$ = área neta efectiva, mm^2 (F.3.8)
$\mathbf{A_f}$ = área de la aleta del miembro, mm^2 (F.3.5)
$\mathbf{A_g}$ = área bruta, mm^2 (F.3.7)
$\mathbf{A_{sf}}$ = área del rigidizador del vínculo, mm^2 (F.3.9)
$\mathbf{A_v}$ = Coeficiente sísmico que representa la aceleración debida a la velocidad pico efectiva. Véase el Capítulo A.2. (F.3.1)
$\mathbf{A_w}$ = área efectiva de la soldadura, mm^2 (F.3.5)
$\mathbf{A_w}$ = área del alma del vínculo, mm^2 (F.3.9)
D = carga muerta debida al peso propio de la estructura y de los elementos permanentes fijos a ella, N (F.3.2)
E = fuerza sísmica de diseño. (F.3.2)
$\mathbf{F_{BM}}$ = resistencia nominal del material base que va a ser soldado, MPa (F.3.5)
$\mathbf{F_{EXX}}$ = clasificación de la resistencia del metal de soldadura, MPa (F.3.5)
$\mathbf{F_w}$ = resistencia nominal del material del electrodo de la soldadura, MPa (F.3.5)
$\mathbf{F_y}$ = resistencia mínima especificada a la fluencia del tipo de acero que se va a utilizar, MPa (F.3.7)
$\mathbf{F_{yb}}$ = $\mathbf{F_y}$ de una viga, MPa (F.3.7)
$\mathbf{F_{yc}}$ = $\mathbf{F_y}$ de una columna, MPa (F.3.5)
G = carga debida al agua lluvia o al granizo iniciales sin incluir la contribución por empozamiento, N. (F.3.2)
H = altura promedio de piso por encima y por debajo de una conexión viga a columna, mm (F.3.7)
L = carga viva causada por la ocupación y equipo movible, N (F.3.2)
L = longitud sin arriostramiento de un miembro a compresión o de una riostra, mm (F.3.7)
$\mathbf{L_r}$ = carga viva de cubierta, N (F.3.2)
$\mathbf{M_n}$ = resistencia nominal a momento de un miembro o junta, N-mm (F.3.7)
$\mathbf{M_p}$ = momento plástico a flexión, N-mm (F.3.7)
$\mathbf{M_{pa}}$ = momento plástico a flexión modificado por la relación de carga axial, N-mm (F.3.9)
$\mathbf{M_u}$ = resistencia requerida a flexión de un miembro o de un nudo, N-mm (F.3.7)
$\mathbf{P_D}$ = resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga muerta, **D**, N (F.3.5)
$\mathbf{P_E}$ = resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga sísmica especificada, **E**, N (F.3.5)
$\mathbf{P_G}$ = resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga debida a lluvia y granizo, **G**, N (F.3.5)
$\mathbf{P_L}$ = resistencia axial requerida de una columna como resultado de la aplicación de la carga viva, **L**, N (F.3.5)
$\mathbf{P_u}$ = resistencia axial requerida de una columna o de un vínculo, N (F.3.9)
$\mathbf{P_n}$ = resistencia axial nominal de una columna, N (F.3.5)
$\mathbf{P_u}$* = resistencia axial requerida de una riostra, N (F.3.8)

$\mathbf{P_{uc}}$ = resistencia axial de una columna con base en una combinación de carga que involucra cargas sísmicas, N (F.3.7)
$\mathbf{P_y}$ = resistencia axial nominal a la fluencia de un miembro = $\mathbf{F_yA_g}$, N (F.3.9)
$\mathbf{R}$ = coeficiente de modificación de respuesta. (F.3.2)
$\mathbf{R_n}$ = resistencia nominal de un miembro, N (F.3.7)
$\mathbf{V_n}$ = resistencia nominal al corte de un miembro, N (F.3.7)
$\mathbf{V_u}$ = resistencia requerida al corte de un miembro, N (F.3.7)
$\mathbf{V_p}$ = resistencia nominal al corte de un vínculo activo, N (F.3.9)
$\mathbf{V_{pa}}$ = resistencia nominal al corte de un vínculo activo modificada por la magnitud de la carga axial, N (F.3.9)
$\mathbf{V_s}$ = corte en la base causado por la carga sísmica , N (F.3.2)
$\mathbf{W}$ = carga de viento, N (F.3.2)
$\mathbf{W_g}$ = peso total del edificio, N (F.3.2)
$\mathbf{Z_b}$ = módulo plástico de una viga, mm^3 (F.3.7)
$\mathbf{Z_c}$ = módulo plástico de una columna, mm^3 (F.3.7)
$\mathbf{b}$ = ancho de un elemento a compresión, mm. (tabla F.3.7-1)
$\mathbf{b_f}$ = ancho de la aleta, mm (F.3.7)
$\mathbf{b_{cf}}$ = ancho de la aleta de una columna, mm (F.3.7)
$\mathbf{d_b}$ = altura total de una viga, mm (F.3.7)
$\mathbf{d_c}$ = altura total de una columna, mm (F.3.7)
$\mathbf{d_g}$ = altura total de la zona de panel entre platinas de continuidad, mm (F.3.7)
$\mathbf{e}$ = longitud del vínculo en un pórtico arriostrado excéntricamente, mm (F.3.9)
$\mathbf{h}$ = altura supuesta del alma para estabilidad, mm (tabla F.3.7-1)
$\mathbf{k}$ = parámetro de esbeltez. (F.3.8)
$\mathbf{k_p}$ = parámetro de esbeltez límite para un elemento compacto. (F.3.7)
$\mathbf{k_r}$ = parámetro de esbeltez límite para un elemento no compacto. (F.3.8)
$\mathbf{r}$ = radio de giro que gobierna, mm (F.3.8)
$\mathbf{r_y}$ = radio de giro con respecto al eje $\mathbf{y}$, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_{bf}}$ = espesor de la aleta de una viga, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_{cf}}$ = espesor de la aleta de una columna, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_f}$ = espesor de la aleta, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_p}$ = espesor de la zona del panel que incluye platinas dobles, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_w}$ = espesor del alma, mm (F.3.7)
$\mathbf{t_g}$ = espesor de la zona del panel, (no necesariamente incluye platinas dobles), mm (F.3.7)
$\mathbf{w_g}$ = ancho de la zona del panel entre las aletas de una columna, mm (F.3.7)
$\mathbf{a}$ = fracción de la fuerza del miembro que se transfiere a través de una sección neta particular. (F.3.8)
$\mathbf{r}$ = cociente entre la fuerza axial requerida $\mathbf{P_u}$ y la resistencia a corte requerida $\mathbf{V_u}$ de un vínculo. (F.3.9)
$\mathbf{f}$ = coeficiente de resistencia. (F.3.5, F.3.9)
$\mathbf{f_b}$ = coeficiente de resistencia para vigas. (F.3.5)
$\mathbf{f_c}$ = coeficiente de resistencia para columnas en compresión. (F.3.5, F.3.9)
$\mathbf{f_t}$ = coeficiente de resistencia para columnas en tensión. (F.3.5)
$\mathbf{f_v}$ = coeficiente de resistencia para la resistencia al corte de la zona de panel de conexiones viga a columna. (F.3.7)
$\mathbf{f_w}$ = coeficiente de resistencia para soldaduras. (F.3.5)

F.3.1 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA Y REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA

F.3.1.1 - ZONAS DE AMENAZA SISMICA - Los requisitos para las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural dadas en el presente Título de las normas deben aplicarse en cada una de las zonas de amenaza sísmica, como se definen en A.2.3 del Título A, así:

F.3.1.1.1 - ***Zonas de amenaza sísmica baja*** - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, tal como se definen en A.2.3.1, deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DMI) tal como las define

F.3.1.2.1, aunque se permite el uso de estructuras de acero estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES).

F.3.1.1.2 - *Zonas de amenaza sísmica intermedia* - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, tal como se definen en A.2.3.2 deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y como mínimo deben ser estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) tal como las define F.3.1.2.2, aunque se permite el uso de estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES).

F.3.1.1.3 - *Zonas de amenaza sísmica alta* - Las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural y sus elementos, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, tal como se definen en A.2.3.3 deben cumplir los requisitos del Título A de estas normas con las limitaciones dadas en el Capítulo A.3 y sólo pueden ser estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) tal como las define F.3.1.2.3.

F.3.1.2 - **REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA -** La capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de las estructuras hechas con perfiles laminados de acero estructural diseñadas de acuerdo con los requisitos del Título F de estas normas, está definida de la siguiente manera:

F.3.1.2.1 - *Capacidad de disipación de energía mínima (DMI)* - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 de estas normas.

F.3.1.2.2 - *Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)* - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de bs Capítulo F.1 y F.2 y además se cumplen los siguientes requisitos especiales:

(a) ***Acero*** - El acero utilizado en los elementos del sistema de resistencia sísmica se limitará a lo requerido por F.3.4.1.

(b) ***Columnas*** - Las columnas del sistema de resistencia sísmica se diseñan de acuerdo con los requisitos de F.3.5.

(c) ***Pórticos resistentes a momentos*** - Los pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben cumplir los requisitos de los numerales F.3.7.2, F.3.7.7 y F.3.7.8.

(d) ***Pórticos arriostrados*** - Los pórticos arriostrados deben cumplir los requisitos de F.3.8 o F.3.9 cuando se utilicen solos o en combinación con pórticos resistentes a momentos en el sistema estructural de resistencia sísmica.

(e) ***Supervisión Técnica*** - Las construcciones con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) deben construirse cumpliendo los requisitos de Supervisión Técnica dados en el Título I de las normas.

F.3.1.2.3 - *Capacidad de disipación de energía especial (DES)* - Cuando los elementos de acero estructural se diseñan de acuerdo con los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 y además se cumplen los siguientes requisitos especiales:

(a) ***Acero*** - El acero utilizado en los elementos del sistema de resistencia sísmica se limitará a lo requerido por F.3.4.1.

(b) ***Columnas*** - Las columnas del sistema de resistencia sísmica se diseñan de acuerdo con los requisitos de F.3.6.

(c) ***Pórticos resistentes a momentos*** - Los pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben cumplir los requisitos de F.3.7.

(d) ***Pórticos arriostrados*** - Los pórticos arriostrados deben cumplir los requisitos de F.3.8 o F.3.9 cuando se utilicen solos o en combinación con pórticos resistentes a momentos en el sistema estructural de resistencia sísmica. No se permite el uso de sistemas de arriostramiento en **K** como parte del sistema de resistencia sísmica, exceptuando lo indicado en F.3.8.5 (edificios de uno o dos pisos).

(e) ***Supervisión Técnica*** - Las construcciones con capacidad especial de disipación de energía (DES) deben construirse cumpliendo los requisitos de Supervisión Técnica dados en el Título I de las normas.

F.3.2 - CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y RESISTENCIAS NOMINALES

F.3.2.1 - **CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA -** Se tendrán en cuenta las cargas y combinaciones de carga estipuladas en B.2.5. Además se deben cumplir las siguientes provisiones.

Se deben incluir en el análisis los efectos ortogonales del sismo a menos que las normas especifiquen lo contrario.

En donde estas provisiones lo requieran, se aplicará una fuerza sísmica horizontal amplificada de **0.4RxE** (en donde el término **0.4R** debe ser mayor o igual a 1.0) en lugar de la componente horizontal de fuerza sísmica **E**, en las combinaciones de carga de B.2.5.2. El término **R** es el coeficiente de modificación de respuesta sísmica estipulado en el Título A. Las combinaciones adicionales de carga que incluyen la carga sísmica horizontal amplificada y deben estudiarse son:

$$1.2D + 0.5L + 0.2G \pm 0.4R \times E \qquad \textbf{(F.3.2.1)}$$

$$0.9D \pm 0.4R \times E \qquad \textbf{(F.3.2.2)}$$

<u>Excepción</u>: El coeficiente de mayoración de la carga **L** en las combinaciones de carga F.3.2.1 será **1.0** para garajes, áreas utilizadas para reuniones públicas, y todas las áreas donde la carga viva sea 500 kg/m^2 o más.

El término **0.4R** en las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2 deberá ser mayor o igual a 1.0.

Cuando se requiera la carga amplificada, no es necesario incluir los efectos ortogonales.

F.3.2.2 - **RESISTENCIAS NOMINALES** - Las resistencias nominales serán las establecidas en el Capítulo F.2.

F.3.3 - DERIVA DE PISO

F.3.3.1 - La deriva de piso se calculará utilizando los efectos de carga apropiados que sean consistentes con el sistema estructural y con el método de análisis. Los límites de la deriva de piso deberán cumplir con lo establecido en el Capítulo A.6 y no deberán perjudicar la estabilidad de la estructura.

F.3.4 - ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL

F.3.4.1 - El acero utilizado en los sistemas sismo resistentes deberá estar en la lista de F.2.1.3, excepto en edificios de más de un piso. El acero utilizado en los sistemas sismo resistentes descritos en F.3.7, F.3.8 y F.3.9 estará limitado a los que cumplan con las siguientes especificaciones NTC 1920 (ASTM A36), NTC 1986 (ASTM A500 Grados B y C), NTC 2374 (ASTM A501), NTC 1985 (ASTM A572 Grados 42 y 50), y NTC 2012 (ASTM A588). El acero utilizado para platinas de base deberá cumplir con una de las especificaciones NTC (o ASTM) precedentes o con la NTC 2633 (ASTM A283 Grado D).

F.3.5 - REQUISITOS DE LAS COLUMNAS

F.3.5.1 - **RESISTENCIA DE LA COLUMNA -** Cuando $P_u/fP_n > 0.5$, las columnas de los pórticos sismo resistentes, además de cumplir con el Capítulo F.2, estarán limitadas por los siguientes requisitos:

(a) Cargas de compresión axial:

$$1.2P_D + 0.5P_L + 0.2P_G + 0.4R \times P_E \pounds f_c P_n \qquad \textbf{(F.3.5.1)}$$

en donde el término $0.4R$ es mayor o igual a 1.0.

Excepción: el coeficiente de mayoración de P_L en la combinación de carga F.3.5.1, será 1.0 para garajes, áreas utilizadas para reuniones públicas y todas las áreas en donde la carga viva sea igual o mayor que 500 kg/m^2.

(b) Cargas de tensión axial

$$0.9P_D - 0.4R \times P_E \pounds f_t P_n \qquad \textbf{(F.3.5.2)}$$

en donde el término $0.4R$ es mayor o igual a 1.0.

(c) Las combinaciones de carga axial F.3.5.1 y F.3.5.2 no tienen que exceder ninguno de los siguientes valores:

1. Las máximas cargas transferidas a la columna, considerando 1.25 veces las resistencias de diseño de la viga que le llega o de los elementos de arriostramiento de la estructura.

2. El límite determinado por la capacidad de la cimentación para resistir el levantamiento por volcamiento.

F.3.5.2 - UNIONES DE LAS COLUMNAS - Las uniones de las columnas deberán tener una resistencia de diseño que permita desarrollar las cargas axiales de la columna dadas en F.3.5.1, literales a, b y c junto con las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6.

(a) En las uniones de columna con juntas soldadas de penetración parcial o total no se requieren transiciones biseladas cuando ocurran cambios de espesor y de ancho de las aletas.

(b) No se permitirán uniones con juntas soldadas de penetración parcial localizadas a menos de 915 mm. de la conexión viga a columna. Las uniones de columna que estén sujetas a fuerzas netas de tensión deberán cumplir con el más crítico de los requisitos siguientes:

1. En las juntas soldadas de penetración parcial la menor de las resistencias de diseño calculadas con $f_w F_w A_w$ o $f_w F_{BM} A_w$, deberá ser por lo menos 150 por ciento de la resistencia requerida, en donde $f_w = 0.8$ y $F_w = 0.6 F_{Exx}$.

2. La resistencia de diseño de las soldaduras no será menor que $0.5 F_{yc} A_f$ en donde F_{yc} es la resistencia a la fluencia del material de la columna y A_f es el área de la aleta de la menor columna conectada.

F.3.6 - REQUISITOS PARA PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD MINIMA DE DISIPACION DE ENERGIA

F.3.6.1 - **ALCANCE** - Los Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía tendrán la resistencia de diseño establecida en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, modificadas con las siguientes provisiones adicionales.

F.3.6.2 - **REQUISITOS DE LAS CONEXIONES -** Todas las conexiones viga a columna y columna a viga en pórticos con capacidad mínima de disipación de energía que resistan fuerzas sísmicas cumplirán con uno de los siguientes requisitos:

(a) Ser conexiones totalmente restringidas que cumplan con F.3.7.2, excepto que no se requiere que la resistencia a flexión, M_u, de una unión columna a viga exceda la resistencia nominal plástica, a flexión, de la conexión.

(b) Ser conexiones totalmente restringidas con resistencias de diseño que cumplan con los requisitos de F.3.6.1, al usar las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2.

(c) Ser conexiones total o parcialmente restringidas que cumplan con lo siguiente:

1. Que las resistencias de diseño de los miembros y conexiones cumplan con los requisitos de F.3.6.1.

2. Que las conexiones hayan demostrado, en pruebas cíclicas, tener capacidad adecuada de rotación con una deriva de piso calculada para una carga horizontal de $0.4R \times E$, (en donde el término $0.4R$ es mayor o igual a 1.0).

3. Que se haya considerado la deriva adicional causada por las conexiones parcialmente restringidas cuando las conexiones sean de este tipo.

Tanto las conexiones parcialmente restringidas como las totalmente restringidas, se describen en detalle en F.2.1.2.

F.3.7 - REQUISITOS PARA PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD MODERADA Y ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA

F.3.7.1 - **ALCANCE** - Los Pórticos resistentes a momento con capacidad moderada y especial de disipación de energía tendrán la resistencia de diseño establecida en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, modificada con las provisiones adicionales prescritas en F.3.7.2, F.3.7.7 y F.3.7.8 si son de capacidad moderada y en toda F.3.7 si son de capacidad especial.

F.3.7.2 - CONEXIONES VIGA A COLUMNA - En las conexiones viga a columna se tendrá en cuenta lo siguiente:

(a) La resistencia requerida a flexión, M_u de cada unión viga a columna, será la menor de las siguientes cantidades:

1. El momento plástico a flexión, M_p de la viga.
2. El momento obtenido a partir de la resistencia nominal a corte de la zona de panel, V_n, calculada con la ecuación F.3.7-1.

No se requiere que la unión desarrolle ninguna de estas resistencias si se demuestra que con una deformación amplificada del pórtico, producida por las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2, la resistencia de diseño de los miembros que llegan a la conexión, es adecuada para soportar las cargas verticales, y que la resistencia requerida a las fuerzas laterales se suministra con otros medios.

(b) La resistencia requerida al corte, V_u, de una junta viga a columna, se determinará con la combinación de carga $1.2D + 0.5L + 0.2G$ más el corte que resulta del M_u, definido en F.3.7.2, literal a., en cada extremo de la viga. Como alternativa, V_u se podrá justificar mediante un análisis racional. La resistencia requerida al corte no tiene que exceder el valor que resulta al aplicar la combinación de carga F.3.2.1.

(c) Se considerará que la resistencia de diseño, fR_n, de una junta viga a columna es adecuada para desarrollar la resistencia requerida a flexión, M_u, de la viga si cumple con lo siguiente:

c.1. Las aletas de la viga están soldadas a la columna con juntas soldadas de penetración total.

c.2. La junta que une el alma de la viga tiene una resistencia de diseño al corte, fV_n, mayor que el corte requerido, V_{un} , y cumple con uno de los siguientes requisitos:

c.2.a. Cuando la resistencia nominal a flexión de la viga, M_n, calculada con base en las aletas únicamente, sea mayor que el 70 por ciento de la resistencia nominal a flexión de la viga calculada con toda la sección [i.e., $b_f t_f (d - t_f) F_{yf} \geq 0.7 M_p$]; la junta del alma se hará soldada o con pernos de alta resistencia para deslizamiento crítico, o;

c.2.b. Cuando $b_f t_f (d - t_f) F_{yf} < 0.7 M_p$, la unión del alma se hará soldándola a la columna, bien sea directamente o con platinas de cortante. Dicha soldadura tendrá una resistencia de diseño por lo menos igual al 20 por ciento de la resistencia nominal a flexión del alma de la viga. El corte requerido de la viga, V_u, será resistido mediante soldadura adicional, mediante pernos de alta resistencia para deslizamiento crítico, o por ambos medios.

(d) Configuraciones alternas de juntas: en el caso de configuraciones de juntas, soldadas o con pernos de alta resistencia, que no cumplan con F.3.7.2, literal c, la resistencia de diseño se determinará mediante ensayos o cálculos en tal forma que cumplan con los criterios de F.3.7.2, literal a. Cuando la conformidad se demuestre mediante cálculos la resistencia de diseño de la junta será el 125 por ciento de las resistencias de diseño de los elementos conectados.

F.3.7.3 - **ZONA DE PANEL DE CONEXIONES VIGA A COLUMNA (ALMA DE LA VIGA PARALELA AL ALMA DE LA COLUMNA)** - En la zona de panel de las conexiones viga a columna, con el alma de la viga paralela al alma de la columna, se tendrá en cuenta lo que sigue.

(a) Resistencia al corte: La resistencia requerida al corte de la zona de panel, V_u, se calculará con base en los momentos de flexión de la viga determinados para las combinaciones de carga 3-5 y 3-6. Sin embargo, no se exige que V_u exceda las fuerzas de corte calculadas como el producto $0.9 \sum f_b M_p$ de las vigas que llegan en la conexión a las aletas de la columna. La resistencia de diseño al corte $f_v V_n$ de la zona de panel se determinará con la siguiente fórmula:

$$f_c V_n = 0.6 f_v F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right] \qquad \textbf{(F.3.7.1)}$$

en donde, para esta caso, $f_v = 0.75$, y:

t_p = espesor total de la zona de panel que incluye platinas dobles, mm.
d_c = altura total de la sección transversal de la columna, mm.
b_{cf} = ancho de la aleta de la columna, mm.
t_{cf} = espesor de la aleta de la columna, mm.
d_b = altura total de la viga, mm.
F_y = resistencia especificada, a la fluencia, del acero en la zona de panel, MPa.

(b) Espesor de la zona de panel: el espesor de la zona de panel, t_t, deberá cumplir con lo siguiente:

$$t_t \geq (d_t + w_t)/90 \qquad \textbf{(F.3.7.2)}$$

en donde:

d_t = la altura de la zona de panel entre las platinas de continuidad, mm.
w_t = el ancho de la zona del panel entre las aletas de la columna, mm.

Para este propósito, t_t no incluirá el espesor de ninguna platina doble a menos que esté conectada al alma con soldaduras de tapón adecuadas para impedir el pandeo local de la platina.

Cuando se utilice una platina doble sin unirla al alma de la columna con soldaduras de tapón , tal platina deberá cumplir con la ecuación F.3.7.2.

(c) Platinas dobles en la zona de panel: las platinas dobles que se coloquen para aumentar la resistencia de diseño de la zona de panel, o para reducir la relación entre la altura del alma y su espesor, se soldarán pegadas al alma de la columna a todo lo ancho de la platina en sus bordes superior e inferior, con por lo menos una soldadura de filete de tamaño mínimo. Las platinas dobles se conectarán a las aletas de la columna, bien sea con soldaduras al tope o de filete, en tal forma que desarrollen la resistencia de diseño al corte de las platinas.

F.3.7.4 - LIMITACIONES A LAS VIGAS Y A LAS COLUMNAS - Las vigas y columnas tendrán las siguientes limitaciones:

(a) Area de la aleta de la viga: no habrá cambios abruptos en las áreas de las aletas de la viga en regiones de articulación plástica.

(b) Relaciones ancho-espesor: las vigas y columnas deberán cumplir con los l_p establecidos en la tabla F.3.7-1, en lugar de los de la tabla F.2-1 del Capítulo F.2.

F.3.7.5 - **PLATINAS DE CONTINUIDAD** - Se deberán suministrar platinas de continuidad cuando sean requeridas por las provisiones del Capítulo F.2, en el caso de almas y aletas con cargas concentradas, y cuando la resistencia nominal a flexión local de la aleta de la columna R_n sea menor que $1.8F_{yb}b_f t_{bf}$, en donde:

$R_n = 6.25(t_{cf})^2 F_{yf}$, y

F_{yb} = resistencia mínima especificada a la fluencia de la viga, MPa.
F_{yf} = resistencia mínima especifica a la fluencia de la aleta de la columna, MPa.
b_f = ancho de la aleta de la viga, mm.
t_{bf} = espesor de la aleta de la viga, mm.
t_{cf} = espesor de la aleta de la columna, mm.

Las platinas de continuidad irán soldadas a las aletas de las columnas y además, a sus almas o a las platinas dobles.

Tabla F.3.7-1
Relaciones Límite Ancho-Espesor l_p para Elementos a Compresión

Descripción de los elementos	Relación ancho-espesor	Relaciones límites ancho-espesor del elemento l_p
Aletas de secciones no híbridas en forma de **I** y de canales sometidos a flexión Aletas de vigas híbridas en forma de **I** sometidas a flexión.	b/t	$135/\sqrt{F_y}$
Almas sometidas a combinación de flexión y compresión axial.	h/t_w	Cuando $P_u/f_bP_y \le 0.125$ $\frac{1365}{\sqrt{F_y}}\left(1 - \frac{1.54P_u}{f_bP_y}\right)$
		Cuando $P_u/f_bP_y > 0.125$ $\frac{500}{\sqrt{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{f_bP_y}\right) \ge \frac{665}{\sqrt{F_y}}$

F.3.7.6 - **RELACION DE MOMENTOS COLUMNA-VIGA** - En cualquier conexión viga a columna deberá cumplirse con una de las siguientes relaciones:

$$\frac{\sum Z_c\left(F_{yc} - P_{uc}/A_g\right)}{\sum Z_bF_{yb}} \ge 1.0 \qquad \textbf{(F.3.7.3)}$$

$$\frac{\sum Z_c\left(F_{yc} - P_{uc}/A_g\right)}{V_nd_bH/\left(H - d_b\right)} \ge 1.0 \qquad \textbf{(F.3.7.4)}$$

en donde:

A_g = área bruta de la columna, mm^2.
F_{yb} = resistencia mínima especificada, a la fluencia, de una viga, MPa.
F_{yc} = resistencia mínima especificada a la fluencia de una columna, MPa.
H = promedio de las alturas de piso por encima y por debajo de la junta, mm.
P_{uc} = resistencia axial requerida en la columna (en compresión) ≥ 0.
V_n = resistencia nominal de la zona de panel calculada con la ecuación F.3.7.1, MPa.
Z_b = módulo plástico de la sección de una viga, mm^3.
Z_c = módulo plástico de la sección de una columna, mm^3.
d_b = promedio de las alturas de las vigas que llegan a la conexión, mm.

Estos requisitos no se aplican en ninguno de los casos siguientes, siempre y cuando las columnas cumplan con los requisitos de F.3.7.4:

(a) Columnas con $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$.

(b) Columnas en cualquier piso con una relación entre la resistencia de diseño al corte y la fuerza de diseño 50 por ciento mayor que la del piso inmediatamente superior.

(c) Cualquier columna que no esté incluida en el diseño para resistir los cortantes sísmicos requeridos pero sí para resistir las fuerzas axiales de volcamiento.

F.3.7.7 - RESTRICCION DE LA CONEXION VIGA A COLUMNA

(a) Conexión restringida:

a.1. Las aletas de la columna en una conexión viga a columna requieren únicamente apoyo lateral en el nivel de las aletas superiores de las vigas, cuando se demuestra que la columna permanece elástica por fuera de la zona de panel, al cumplirse una de las siguientes condiciones:

a.1.a. Las relaciones calculadas con las ecuaciones F.3.7.3 y F.3.7.4, son mayores que 1.25.

a.1.b. La columna permanece elástica al cargarla con la combinación de carga F.3.2.1.

a.2. Cuando no se pueda demostrar que una columna permanece elástica por fuera de la zona de panel, se aplicarán las siguientes provisiones:

a.2.a. Las aletas de la columna estarán apoyadas lateralmente tanto en los niveles superiores como en los inferiores de las aletas de las vigas.

a.2.b. El apoyo lateral de cada aleta de columna se diseñará para una resistencia requerida igual al 2 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga $(F_y b_f t_f)$.

a.2.c. Las aletas de la columna se apoyarán lateralmente, bien sea directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las aletas de la viga.

(b) Conexiones sin restricción: una columna que contenga una conexión viga a columna, sin apoyo lateral en la conexión en sentido transversal al del pórtico sísmico, se diseñará utilizando la distancia entre los apoyos laterales adyacentes como altura de la columna para efectos del pandeo en dicho sentido. El diseño se hará de acuerdo con F.2.8, excepto que:

b.1. La resistencia requerida de la columna se calculará para la combinación de carga B.2.5.5 en donde E es el menor valor entre:

b.1.a. La fuerza sísmica amplificada $0.4R \times E$ (en donde el término $0.4R$ deberá ser igual o mayor que 1.0).

b.1.b. Ciento veinticinco por ciento de la resistencia de diseño del pórtico, calculada con base en la resistencia de diseño de la viga o de la zona de panel.

b.2. La relación L/r para estas columnas no deberá exceder 60.

b.3. El momento requerido de la columna, en sentido transversal al del pórtico sísmico, deberá incluir el causado por la fuerza en la aleta de la viga, especificado en F.3.7.7, literal a.2.b., más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento de la columna en esta dirección.

F.3.7.8 - APOYO LATERAL DE VIGAS - Las vigas deberán tener ambas aletas apoyadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud sin arriostramiento entre los apoyos laterales no podrá exceder de $122 r_y / \sqrt{F_y}$ en zonas adyacentes a las articulaciones plásticas, ni de $1760 r_y / F_y$ en otras zonas. Además, es necesario colocar apoyos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas cuando el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES).

F.3.8 - REQUISITOS PARA EDIFICIOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE

F.3.8.1 - **ALCANCE** - Los pórticos arriostrados concéntricamente son sistemas arriostrados cuyas líneas de acción se intersectan esencialmente en puntos. Las excentricidades menores, presentes cuando la intersección de las líneas de acción ocurre dentro del ancho de las riostras, son aceptables siempre y cuando se tengan en cuenta en el diseño. Los pórticos arriostrados concéntricamente deberán tener la resistencia de diseño estipulada en el Capítulo F.2 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.1 a B.2.5.6, con las modificaciones dadas por las siguientes provisiones adicionales.

F.3.8.2 - RIOSTRAS - Las riostras deberán cumplir con lo siguiente.

(a) Esbeltez**:** las riostras tendrán un $L/r \leq 1900/\sqrt{F_y}$ con la excepción permitida en F.3.8.5.

(b) Resistencia de diseño a la compresión: la resistencia de diseño de una riostra en compresión axial no excederá $0.8 f_c P_n$.

(c) Distribución de fuerzas laterales**:** las riostras se dispondrán a lo largo de cualquier línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento, de la fuerza total horizontal, sea resistida por riostras a tensión, a menos que la resistencia nominal, P_n, de cada riostra en compresión sea mayor que la resistencia requerida, P_u, que resulta al aplicar las combinaciones de carga F.3.2.1 o F.3.2.2. Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento.

(d) Relaciones ancho-espesor**:** los elementos rigidizados y sin rigidizar de las riostras deberán tener relaciones ancho-espesor que cumplan con F.2.2.5. Las secciones de las riostras podrán ser compactas o no, pero sin elementos esbeltos **(i.e.,** con $l < l_r$**).** Las secciones circulares tendrán una relación de diámetro exterior a espesor de la pared que no exceda $9000/F_y$ y los tubos rectangulares una relación ancho plano a espesor de la pared que no exceda $290/\sqrt{F_y}$, a menos que la sección circular o las paredes del tubo estén rigidizadas.

(e) Conectores para miembros ensamblados**:** en todas las riostras ensambladas el primer conector, empernado o soldado, a cada lado de la mitad de la longitud de un miembro del ensamble se diseñará para transmitir al elemento adyacente una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal del primer elemento. Debe haber por lo menos dos conectores, igualmente espaciados con respecto a la línea central del miembro.

F.3.8.3 - CONEXIONES DE LAS RIOSTRAS - En el diseño de las conexiones de las riostras se tendrá en cuenta lo siguiente.

(a) Fuerzas: la resistencia requerida de las conexiones de las riostras (incluyendo las uniones viga a columna si son parte del sistema de arriostramiento) deberá ser el menor de los siguientes valores:

a.1. La resistencia de diseño a tensión axial de la riostra.
a.2. La fuerza en la riostra obtenida al aplicar las combinaciones de carga F.3.2.1 o F.3.2.2.
a.3. La fuerza máxima, calculada en un análisis, que el sistema transfiere a la riostra.

(b) Area neta: en las conexiones empernadas de las riostras, el cociente mínimo entre el área neta efectiva y el área bruta de la sección estará limitado por:

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2\,aP_u^*}{f_t P_n} \qquad \textbf{(F.3.8.1)}$$

en donde:

A_e = área neta efectiva, definida en la ecuación F.2-1.
P_u^* = resistencia requerida de la riostra, calculada de acuerdo con F.3.8.3, literal a.
P_n = resistencia nominal a tensión especificada en F.2.4.
f_t = coeficiente especial de resistencia para tensión = **0.75**.
a = fracción de la fuerza en el miembro, determinada en F.3.8.3, literal a, que es transferida a través de una sección neta en particular.

c. Cartelas de unión

c.1. Cuando el análisis indique que las riostras se pandean en el plano de las cartelas de unión, éstas y otras partes de la conexión deberán tener una resistencia de diseño igual o mayor que la resistencia nominal a flexión en el plano de la riostra.
c.2. Cuando la resistencia crítica de pandeo se presenta en el plano normal al de la cartela de unión, la riostra deberá terminar en un punto de la cartela que esté a una distancia de por lo menos dos veces el espesor de la cartela, medida a partir de la línea teórica de flexión que no esté restringida por juntas de la columna o de la viga. La cartela de unión deberá tener una resistencia requerida a compresión, capaz de resistir la correspondiente resistencia de diseño de la riostra sin que se presente pandeo local de la cartela de unión. En el caso de riostras diseñadas para soportar

únicamente carga axial, los pernos o soldaduras se diseñarán para transmitir las fuerzas de las riostras a lo largo de los centroides de los elementos de la riostra.

F.3.8.4 - REQUISITOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE ARRIOSTRAMIENTO

(a) Arriostramiento de tipo **V** y **V** invertida:

a.1. La resistencia de diseño de las riostras será por lo menos 1.5 veces la resistencia requerida por las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6.

a.2. La viga intersectada por las riostras deberá ser continua entre las columnas.

a.3. Una viga intersectada por riostras en **V**, deberá ser capaz de soportar todas las cargas tributarias muertas y vivas, suponiendo que no está presente la riostra.

a.4. Las aletas superior e inferior de la viga en el punto de intersección de las riostras en **V** se diseñarán para soportar una fuerza lateral igual al 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga $(F_y b_c t_f)$.

(b) Arriostramiento en **K** cuando sea permitido:

b.1. La resistencia de diseño de las riostras en **K** será por lo menos 1.5 veces la resistencia requerida por las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6.

b.2. Una columna intersectada por riostras en **K** deberá ser continua entre las vigas.

b.3. Una columna intersectada por riostras en **K** deberá ser capaz de soportar todas las cargas muertas y vivas suponiendo que el arriostramiento no está presente.

b.4. Las dos aletas de la columna se diseñarán para que soporten en el punto de intersección de las riostras en **K**, una fuerza lateral igual a 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la columna $(F_y b_c t_f)$.

F.3.8.5 - **EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA** - Los pórticos arriostrados que no cumplan con los requisitos de F.3.8.2 a F.3.8.4, sólo podrán utilizarse en estructuras de cubierta y en edificaciones que no tengan más de dos pisos si se utilizan las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2 para determinar la resistencia requerida de los miembros y conexiones.

F.3.9 - REQUISITOS PARA PORTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE

F.3.9.1 - ALCANCE - Los pórticos arriostrados excéntricamente se diseñarán de tal manera que con las deformaciones inelásticas producidas por el sismo, se produzca fluencia en los vínculos. Las riostras diagonales, las columnas y los segmentos de viga por fuera de los vínculos deberán diseñarse para que permanezcan elásticas al verse sometidas a las fuerzas máximas generadas por los vínculos, que han fluido completamente y se han endurecido por deformación, con las excepciones permitidas por esta sección.

F.3.9.2 - VINCULOS - En el diseño de los vínculos se atenderán las siguientes consideraciones.

(a) Las vigas con vínculos, deberán cumplir con los límites de las relaciones ancho-espesor , dadas en la tabla F.3.7-1.

(b) La resistencia mínima especificada a la fluencia del acero de los vínculos no podrá exceder F_y=**345** MPa.

(c) El alma de un vínculo deberá ser de una sola lámina, sin refuerzo de platina doble y sin aberturas.

(d) Con la excepción del límite establecido en el literal f de este numeral, la resistencia requerida del vínculo a corte, V_u, no deberá exceder su resistencia de diseño a dicha solicitación, fV_n , en donde:

fV_n = resistencia de diseño a corte del vínculo: el menor valor entre fV_p y $2fM_p/e$, N.

V_p = $0.6F_y(d - 2t_f)t_w$, N.

f = **0. 9**

e = longitud del vínculo, mm.

(e) Si la resistencia axial requerida, P_u, en un vínculo es igual o menor que $0.15P_y$, en donde $P_y=A_gF_y$, no es necesario considerar el efecto de la fuerza axial sobre la resistencia de diseño a corte del vínculo.

(f) Si la resistencia axial requerida, P_u, en un vínculo excede $0.15P_y$, es necesario cumplir con las siguientes limitaciones adicionales:

f.1. La resistencia de diseño a corte del vínculo será el menor valor entre fV_p y $2fM_p/e$, en donde:

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1 - \left(P_u/P_y\right)^2}$$

$$M_{pa} = 1.18M_p\,[1 - (P_u/P_y)]$$

$$f = 0.9$$

f.2. La longitud del vínculo no excederá:

$[1.15 - 0.5r\,(A_w/A_g)]\,1.6M_p/V_p$ para $r\,(A_w/A_t) \geq 0.3$, y
$1.6M_p/V_p$ para $r\,(A_w/A_t) < 0.3$, en donde:
$A_w = (d - 2t_f)t_w$
$r = P_u/V_u$

(g) El ángulo de rotación del vínculo es el ángulo plástico entre el vínculo y la viga por fuera de él, cuando la deriva total del piso es $0.4R$ veces la deriva determinada a partir del corte en la base especificado, V. El término $0.4R$ deberá ser igual o mayor que 1.0. Con la excepción señalada en F.3.9, literal d, el ángulo de rotación del vínculo no deberá exceder los valores siguientes:

g.1. 0.09 radianes cuando los vínculos tengan una longitud de $1.6M_p/V_p$ o menor.
g.2. 0.03 radianes cuando los vínculos tengan una longitud de $2.6M_p/V_p$ o mayor.
g.3. En el caso de vínculos con longitudes comprendidas entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ el límite se establecerá por interpolación lineal.

(h) Como alternativa, el piso superior de un edificio con arriostramiento excéntrico que tenga más de cinco pisos deberá ser un pórtico con arriostramiento concéntrico.

F.3.9.3 - RIGIDIZADORES DEL VINCULO - El diseño de los rigidizadores de los vínculos se regirá por las siguientes cláusulas.

(a) Al alma del vínculo se le deben colocar rigidizadores, en toda su altura y a ambos lados del alma, en los extremos que se unen con la riostra diagonal. Estos rigidizadores deberán tener un ancho combinado no menor que $\left(b_f - 2t_w\right)$ y un espesor no menor que $0.75t_w$ o 9.5 mm, el que de mayor, en donde b_f y t_w son el ancho de la aleta y el espesor del alma del vínculo, respectivamente.

(b) Los vínculos deberán tener rigidizadores intermedios del alma que cumplan con lo siguiente:

b.1. Los vínculos de longitudes iguales a $1.6M_p/V_p$ o menores, tendrán rigidizadores intermedios del alma espaciados a intervalos que no excedan $(30t_w - d/5)$ cuando el ángulo de rotación del vínculo sea de 0.09 radianes o $(52t_w - d/5)$ cuando dicho ángulo sea de 0.03 radianes o menos. En el caso de rotaciones entre 0.03 y 0.09 radianes se utilizará interpolación lineal.

b.2. Los vínculos con una longitud mayor que $2.6M_p/V_p$ y menor que $5M_p/V_p$ deberán tener rigidizadores intermedios del alma colocados a una distancia de $1.5b_f$ medida desde cada extremo del vínculo.

b.3. Los vínculos de longitud comprendida entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ deberán tener rigidizadores intermedios del alma que cumplan los requisitos de los puntos anteriores b.1 y b.2.

b.4. No se requieren rigidizadores intermedios del alma en los vínculos con longitudes menores que $5M_p/V_p$.

b.5. En los vínculos los rigidizadores intermedios se extenderán en toda su altura. En el caso de vínculos con altura inferior a 635 mm. sólo se requieren rigidizadores a un lado del alma. El espesor de tales rigidizadores no será menor que t_w o 9.5 mm, el que sea mayor, y el ancho no será menor

que $(b_f/2) - t_w$. En vínculos con alturas mayores o iguales a 635 mm. se requieren rigidizadores intermedios similares, en ambos lados del alma.

(c) Las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma del vínculo deberán tener una resistencia de diseño capaz de resistir una fuerza de A_{sf}/F_y, siendo A_{sf} el área del rigidizador. La resistencia de diseño de las soldaduras de filete que unen el rigidizador a las aletas deberá poder resistir una fuerza de $A_{sf}F_y/4$.

F.3.9.4 - CONEXIONES DEL VINCULO A LA COLUMNA - En donde un vínculo se conecta a una columna se deben cumplir los siguientes requisitos adicionales:

(a) La longitud de los vínculos conectados a columnas no excederá $1.6M_p/V_p$ a menos que se demuestre que la conexión vínculo a columna es adecuada para desarrollar la rotación inelástica requerida del vínculo.

(b) Las aletas del vínculo deberán unirse a la columna mediante juntas soldadas de penetración total. La unión del alma del vínculo a la columna deberá ser soldada. La resistencia requerida de la junta soldada deberá ser por lo menos igual a las resistencias nominales a la fuerza axial, al corte, y a la flexión del alma del vínculo.

(c) La necesidad de platinas de continuidad se determinará de acuerdo con los requisitos de F.3.7.5.

(d) Cuando el vínculo está conectado al alma de la columna las aletas del vínculo deberán estar soldadas a las platinas con juntas de penetración total y la junta del alma deberá también ser soldada. La resistencia requerida de la junta del alma del vínculo deberá ser por lo menos igual a la resistencia nominal a la fuerza axial, al corte y a la flexión del alma del vínculo. El ángulo de rotación de éste no deberá exceder 0.015 radianes, cualquiera que sea su longitud.

F.3.9.5 - APOYO LATERAL DEL VINCULO - En los extremos del vínculo se deberán proveer apoyos laterales tanto en su aleta superior como en la inferior. Los apoyos laterales en el extremo de los vínculos deberán tener una resistencia de diseño igual al 6 por ciento de la resistencia nominal de la aleta del vínculo calculada como $F_y b_f t_f$.

F.3.9.6 - **RIOSTRA DIAGONAL Y VIGA POR FUERA DEL VINCULO -** En el diseño de estos miembros se tendrá en cuenta lo siguiente.

(a) La resistencia requerida combinada a la fuerza axial y al momento de la riostra diagonal deberá ser igual a las fuerzas axiales y momentos generados por 1.25 veces la resistencia nominal al corte del vínculo definida en F.3.9.2. Las resistencias de diseño de la riostra diagonal, determinada de acuerdo con F.2.8 y F.2.18, deberá exceder las resistencias requeridas definidas acá.

(b) La resistencia requerida de la viga por fuera del vínculo deberá ser por lo menos 1.25 veces las fuerzas generadas por la resistencia nominal al corte del vínculo y a la viga se le deberá proveer apoyo lateral para mantener su estabilidad. Se proveerán apoyos laterales en ambas aletas de la viga y cada uno deberá tener una resistencia de diseño que resista por lo menos 1.5 por ciento de la resistencia nominal de la aleta de la viga calculada como $F_y b_f t_f$.

(c) En la conexión entre la riostra diagonal y la viga, en el extremo de la riostra correspondiente al vínculo, la intersección de los ejes de la riostra y de la viga, deberá quedar en el extremo del vínculo o en el vínculo mismo. La viga no deberá tener juntas dentro de la conexión entre viga y riostra, o adyacentes a ella.

(d) La resistencia requerida de la conexión riostra diagonal a viga, en el extremo del vínculo de la riostra, deberá ser por lo menos igual a la resistencia nominal de la riostra. Ninguna parte de esta conexión se podrá extender sobre la longitud del vínculo. Si la riostra resiste una parte del momento en el extremo del vínculo, la conexión deberá diseñarse como de tipo completamente restringido.

(e) La relación ancho-espesor de la riostra deberá cumplir con el límite l_p de la tabla F.2-1.

F.3.9.7 - CONEXIONES VIGA A COLUMNA - Se permite que las conexiones viga a columna alejadas de los vínculos se diseñen como un pasador en el plano del alma. La conexión tendrá una resistencia de diseño capaz de resistir una torsión con respecto al eje longitudinal de la viga, calculada con base en dos fuerzas iguales y opuestas de por lo menos

el 1.5 por ciento de la resistencia nominal de las aletas de la viga, calculadas como $F_y b_f t_f$ y que actúan lateralmente sobre dichas aletas.

F.3.9.8 - RESISTENCIA REQUERIDA DE LA COLUMNA - La resistencia requerida de las columnas se determinará para las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6, excepto que los momentos y las cargas axiales introducidas a la columna en la conexión de un vínculo o riostra no deberán ser menores que las generadas por 1.25 veces la resistencia nominal del vínculo.

F.3.10 - SUPERVISION TECNICA Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD

F.3.10.1 - **GENERAL** - Los requisitos generales y responsabilidades para el cumplimiento de un plan de aseguramiento de calidad estarán de acuerdo con los requisitos de la autoridad competente y de las especificaciones dadas por el ingeniero calculista.

F.3.10.2 - INSPECCIONES Y ENSAYOS - Las inspecciones y ensayos necesarios para establecer que la construcción cumple con estas provisiones se incluirán en un plan de aseguramiento de calidad.

Dicho plan de aseguramiento de calidad incluirá los siguientes ensayos e inspecciones mínimos, adicionales a los requeridos por el Capítulo F.2:

Las juntas soldadas de surco sometidas a fuerzas netas de tensión, que sean partes de los sistemas resistentes a las fuerzas sísmicas, conforme a F.3.7, F.3.8 y F.3.9, se ensayarán en un ciento por ciento con ultrasonido o con otros métodos aprobados equivalentes, de acuerdo con la norma AWS D1.1.

Excepción: la tasa de ensayos no destructivos para un soldador individual se reducirá al 25 por ciento si así lo aprueba la persona responsable del diseño estructural, siempre y cuando se demuestre que la tasa de rechazo es del 5 por ciento o menos de las soldaduras ensayadas hechas por dicho soldador.

►

CAPITULO F.4
ESTRUCTURAS DE ACERO HECHAS CON PERFILES LAMINADOS O MIEMBROS ARMADOS; DISEÑO PARA ESFUERZOS ADMISIBLES

F.4.0 GENERALIDADES

F.4.0.1 - ALCANCE - Las normas contenidas en este capítulo pueden utilizarse como alternativa a las prescritas en el capítulo F.2 de las normas, para el diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

Se entiende que en el diseño se seguirán todas las prescripciones del capítulo F.2, salvo aquellas que se reemplazan específicamente en el capítulo F.4 por referirse al diseño para esfuerzos admisibles.

F.4.0.2 - TIPOS DE CONSTRUCCION - En estructuras de acero hechas con perfiles laminados y diseñadas para esfuerzos admisibles se reconocen tres tipos básicos de construcción, cada uno de los cuales involucra suposiciones específicas cuyo cumplimiento debe garantizarse en el diseño, fabricación y montaje de los elementos y sus conexiones. Ellos son:

Tipo 1 - Llamado comúnmente "Entramado Rígido o Pórtico Continuo" en el que se considera que las conexiones entre vigas y columnas tienen suficiente rigidez para mantener virtualmente sin cambio los ángulos originales de los miembros que se intersectan.

Tipo 2 - Llamado comúnmente "Entramado Simple o Construcción Simplemente Apoyada" en el que se considera que, en lo referente a cargas muertas, los extremos de las vigas principales y secundarias pueden rotar libremente y cuyas conexiones son adecuadas únicamente para resistir la fuerza de corte causada por ellas.

Tipo 3 - Llamado "Entramado Semi-Rígido o Parcialmente Restringido", en el que las conexiones entre vigas principales y secundarias poseen una capacidad de momento confiable conocida, de valor intermedio entre la rigidez total del Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

Todas las conexiones deberán diseñarse de manera consistente con el tipo de construcción señalado en los planos de diseño.

Las estructuras comprendidas en el tipo 1 se diseñarán por teoría elástica para resistir los esfuerzos producidos por las cargas estipuladas en el Título B, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles prescritos en este capítulo.

Las estructuras comprendidas en los tipos 2 y 3 se diseñarán para resistir en igual forma los esfuerzos producidos por dichas cargas, con base en los supuestos establecidos a continuación.

En edificios de varios pisos diseñados como construcción del Tipo 2, es decir, con conexiones flexibles entre vigas y columnas para cargas muertas, los momentos producidos por viento o sismo pueden distribuirse entre nudos seleccionados del pórtico siempre y cuando:

(a) Las conexiones y los miembros conectados tengan capacidad para resistir los momentos producidos por el viento o sismo.

(b) Las vigas principales tengan capacidad para resistir la totalidad de cargas muertas como si actuaran con el carácter de vigas simplemente apoyadas.

(c) Las conexiones tengan suficiente capacidad de rotación inelástica para evitar sobreesfuerzos en los sujetadores o soldaduras bajo la acción combinada de cargas muertas y de viento o sismo.

El Tipo 3 de construcción se puede usar únicamente cuando hay evidencia de que las conexiones son capaces de aportar como mínimo una cantidad previsible de restricción.

El diseño de los miembros principales unidos por tales conexiones deberá hacerse con base en una restricción no mayor que este mínimo.

Para las construcciones de los Tipos 2 y 3 pueden aceptarse algunas deformaciones inelásticas de una parte de la estructura, siempre y cuando sean autolimitantes.

F.4.1 - BASES DE DISEÑO

F.4.1.1 - ESFUERZOS ADMISIBLES - Cuando se siga el Capítulo F.4, todos los elementos estructurales, conexiones y conectores deberán diseñarse de manera que los esfuerzos producidos por cargas de trabajo no excedan los esfuerzos admisibles especificados en F.4.3, F.4.4, F.4.5, F.4.6, F.4.7, F.4.8, F.4.9 y F.4.10.

Los esfuerzos admisibles especificados en estos numerales no se aplican a los esfuerzos máximos en zonas de conexión (véase también F.4.2.3) siempre y cuando se cumplan los requisitos de F.4.10.

F.4.1.2 - ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CASO DE VIENTO Y SISMO - Los esfuerzos admisibles establecidos atrás pueden incrementarse en 1/3 al estudiar el efecto de cargas sísmicas o eólicas que actúan solas o en combinación con las cargas muerta y viva de diseño. La sección requerida con base en este incremento no podrá ser menor que la exigida por la combinación de cargas muerta y viva de diseño o impacto (si lo hay), calculada sin el incremento de esfuerzos. Además, los esfuerzos admisibles incrementados sólo pueden aplicarse a combinaciones de cargas en que no se hayan utilizado coeficientes de reducción de carga por otras causas. El incremento en esfuerzos admisibles no se aplica a los miembros sometidos a fatiga.

F.4.2 - REQUISITOS DE DISEÑO

F.4.2.1 - PANDEO LOCAL

F.4.2.1.1 - *Clasificación de los perfiles de acero* - Los perfiles de acero se clasifican como perfiles compactos, perfiles no compactos y perfiles con elementos esbeltos. Para que un perfil se considere compacto, las aletas deben estar conectadas continuamente al alma y la relación ancho-espesor de los elementos a compresión no debe exceder los valores límites aplicables de la tabla F.4-1. Los perfiles de acero que no se clasifican como compactos se consideran perfiles no compactos si las relaciones ancho-espesor de los elementos a compresión no exceden los valores correspondientes de la tabla.

Si la relación ancho-espesor de cualquier elemento a compresión excede el valor aplicable de la tabla, el perfil se clasifica como perfil de elementos esbeltos.

En elementos no atiesados que tienen soporte lateral en un borde solamente, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se tomará así:

(a) Para aletas de perfiles doble **T**, el ancho b es igual a la mitad del ancho nominal.

(b) Para lados de ángulos y aletas de canales y perfiles **Z**, el ancho **b** es igual al ancho nominal.

(c) Para platinas, el ancho b es igual a la distancia del extremo libre a la primera hilera de sujetadores o línea de soldadura.

(d) Para almas de tees, **d** se toma igual a la altura nominal.

En elementos atiesados, o sea aquellos que tienen soporte lateral a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se tomará así:

(a) Para almas de secciones laminadas o ensambladas, h es la distancia libre entre aletas.

(b) Para almas de secciones laminadas o ensambladas, d es la altura nominal.

(c) Para aletas o platinas de diafragma en secciones ensambladas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o entre líneas de soldaduras.

(d) Para aletas de secciones tipo cajón rectangulares, el ancho b es la distancia libre entre almas menos el radio interior esquinero en cada lado. Si este radio no se conoce, el ancho puede tomarse como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor.

Para aletas ahusadas de secciones laminadas, el espesor es el valor nominal equidistante entre el extremo libre y la cara correspondiente del alma.

F.4.2.1.2 - *Elementos esbeltos a compresión* - Para el diseño de perfiles sujetos a flexión y compresión con elementos esbeltos a compresión véase F.4.11.

F.4.2.2 - LUCES SIMPLES - Las vigas principales, secundarias y de celosía diseñadas sobre la base de luces simples tendrán una longitud efectiva igual a la distancia entre los centros de gravedad de los elementos a los cuales transmiten sus reacciones.

F.4.2.3 - RESTRICCION EN EL EXTREMO - Cuando se diseña sobre la hipótesis de restricción parcial o total en un extremo debida a la acción de una continuidad, una semicontinuidad o un voladizo, las vigas principales, secundarias y de celosía, así como las secciones de los miembros a los cuales se conectan, deben diseñarse para recibir los esfuerzos cortantes y los momentos que así se introducen, sin exceder en ningún punto los esfuerzos unitarios estipulados en F.4.3 a F.4.5, salvo que se permite alguna deformación inelástica, pero autolimitada de una parte de la conexión, cuando ésta es esencial para evitar la sobrecarga de los sujetadores.

F.4.2.4 - DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS - Las vigas ensambladas de alma llena, las vigas con platabandas, y las vigas laminadas o soldadas se deben diseñar en general con base en el momento de inercia de su sección total. No debe hacerse ninguna reducción de área en las aletas por concepto de perforaciones de pernos o remaches, siempre y cuando que

$$0.5F_u A_{fn} \geq 0.6F_y A_{fg} \qquad \textbf{(F.4-1)}$$

en donde:

A_{fg} = es el área total

A_{fn} = el área neta de la aleta, calculada de acuerdo con las estipulaciones de F.2.2.1 y F.2.2.2.

Si $$0.5F_u A_{fn} \leq 0.6F_y A_{fg} \qquad \textbf{(F.4-2)}$$

las propiedades de flexión del miembro deben basarse en el área efectiva de la aleta a tensión A_{fe}

$$A_{fe} = \frac{5F_u}{6F_y} A_{fn} \qquad \textbf{(F.4-3)}$$

Las vigas híbridas pueden diseñarse con base en el momento de inercia de su sección total, cumpliendo las disposiciones aplicables de F.2.13, siempre y cuando no vayan a resistir una fuerza axial mayor de $0.15F_y$ por el área de la sección total, en donde F_y es el esfuerzo de fluencia del material de la aleta. Para calificar como viga híbrida, en cualquier sección las aletas deben tener la misma área de sección transversal y estar elaboradas del mismo grado de acero.

Las aletas de vigas soldadas de alma llena pueden variar de espesor y ancho traslapando una serie de platinas o usando platabandas.

El área total de las platabandas en vigas remachadas de alma llena no debe exceder del 70% del área total de la aleta.

Tabla F.4-1
Valores límites de la relación ancho-espesor para elementos a compresión

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Valores limites	
		Compactos	No compactos(c)
Aletas de vigas laminadas en forma de **I** y canales sometidos a flexión (véase la nota a)	b/t	$55/\sqrt{F_y}$	$80\sqrt{F_y}$
Aletas de vigas en forma de **I** soldadas y sometidas a flexión	b/t	$55/\sqrt{F_y}$	$80/\sqrt{F_{yf}/k_c}$ (e)
Angulos o platinas que sobresalen de vigas o columnas laminadas; lados principales de ángulos dobles en contacto contínuo; rigidizadores de vigas fabricadas.	b/t	NA	$80/\sqrt{F_y}$
Angulos o platinas que sobresalen de vigas, columnas fabricadas u otros miembros a compresión; aletas a compresión de vigas de alma llena.	b/t	NA	$80/\sqrt{F_y/k_c}$
Almas de tees	d/t	NA	$106/\sqrt{F_y}$
Lados de riostras de ángulo sencillo; lados de riostras de ángulos dobles con separadores; elementos no atiesados, simplemente apoyados a lo largo de un borde; secciones transversales en forma de cruz o estrella.	b/t	NA	$64/\sqrt{F_y}$
Aletas de secciones tipo cajón cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión (d); platabandas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras.	b/t	$159/\sqrt{F_y}$	$200/\sqrt{F_y}$
Anchos sin soporte de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (véase la nota b)	b/t	NA	$266/\sqrt{F_y}$
Todos los demás elementos atiesados sometidos a compresión uniforme, es decir con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b/t h/t_w	NA	$212/\sqrt{F_y}$
Almas sometidas a compresión por flexión (véase la nota a)	d/t h/t_w	$537/\sqrt{F_y}$	$637/\sqrt{F_b}$
Almas sometidas a compresión axial y por flexión combinadas.	d/t_w	Para $f_a/F_y \le 0.16$ $\frac{537}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 3.74\frac{f_a}{F_y}\right)$	
		Para $f_a/F_y > 0.16$ $215/\sqrt{F_y}$	
	h/t_w		$637/\sqrt{F_b}$
Secciones circulares huecas a compresión axial; a flexión	D/t	$2320/F_y$	

Notas:

(a) En vigas híbridas se debe utilizar la resistencia a la fluencia de la aleta F_{yf} en lugar de F_y

(b) Se supone el área neta de la platabanda en el hueco más amplio

(c) Para el diseño de perfiles esbeltos que exceden los límites de secciones no compactas véase F.4.11

(d) Véase también F.4.12.3.1

(e) $k_c = \left[4.05/(h/t)^{0.46}\right]$ si $h/t = 70$, de lo contrario $k_c = 1.0$

Los remaches, pernos de alta resistencia o soldaduras que unen las aletas al alma, o las platabandas a la aleta se calcularán para resistir el corte horizontal máximo que resulte de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de tales remaches, pernos o soldaduras intermitentes será proporcional a la intensidad del corte; sin embargo, su espaciamiento longitudinal no podrá exceder el máximo permitido para miembros a compresión y tensión en F.4.4.1 y F.4.5.2 respectivamente. Además, los remaches, pernos y soldaduras que unen la aleta al alma se diseñarán para transmitir al alma todas las cargas que se apliquen directamente a la aleta, excepto cuando se toman medidas para transmitir tales cargas por apoyo directo.

Las platabandas de longitud parcial se extenderán más allá del punto teórico en que ya no se necesitan y la porción extendida se unirá a la viga mediante remaches, pernos de alta resistencia (unión tipo fricción), o soldaduras de filete adecuadas, sin sobrepasar los esfuerzos aplicables permitidos en F.4.9.2.4, F.4.9.3.4 o en F.4.10.4, con el fin de desarrollar la parte del momento resistente de la viga que corresponde a las platabandas, en el punto teórico en que dejan de necesitarse.

Adicionalmente en platabandas soldadas, las soldaduras que unen la terminación de la platabanda a la viga tendrán como mínimo la longitud **a'**, definida más adelante, y desarrollarán la parte del momento flector que les corresponde a las platabandas, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles, a la distancia a' del extremo de la platabanda.

La distancia **a'**, medida desde el extremo de la platabanda, deberá ser:

(1) Igual al ancho de la platabanda cuando la soldadura se aplica contínua, transversalmente en el extremo, y en una longitud **a'** a lo largo de los bordes laterales de la platina. El tamaño de esta soldadura no será menor que los 3/4 del espesor de la platabanda.

(2) Igual a 1.5 veces el ancho de la platabanda cuando la soldadura se aplica en la forma descrita en el punto 1, pero su tamaño es menor que los 3/4 del espesor de la platina.

(3) Igual a dos veces el ancho de la platabanda cuando no haya soldadura transversal en el extremo de la platina, sino únicamente soldaduras continuas, cada una de longitud **a'**, a lo largo de ambos bordes de la platabanda.

F.4.2.5 - **DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PORTAGRUA** - Las aletas de vigas de alma llena que soportan grúas u otras cargas móviles se diseñarán para resistir las fuerzas horizontales producidas por tales cargas.

F.4.3 MIEMBROS A TENSION

F.4.3.1 - ESFUERZOS ADMISIBLES - El esfuerzo admisible F_t no debe exceder de $0.60F_y$ en el área total, ni de $0.50F_u$ en el área neta efectiva. Los miembros conectados mediante pasadores deberán cumplir además con los requisitos de F.4.3.2.1.

En las conexiones extremas de miembros a tensión debe investigarse la resistencia del bloque de cortante de acuerdo con F.4.9.4.

Las barras de ojo deben cumplir con los requisitos de F.4.3.2.1.

F.4.3.2 - MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

F.4.3.2.1 - *Esfuerzos admisibles* - El esfuerzo admisible en el área neta de los huecos de pasadores en miembros conectados por pasadores es $0.45F_y$. El esfuerzo de aplastamiento en el área proyectada por el pasador no debe exceder el esfuerzo permitido en F.4.9.7.

El esfuerzo admisible en barras de ojo que se ajustan a los requisitos de F.2.4.3 es 0.60 F_y sobre el área del cuerpo.

F.4.4 - COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESION

F.4.4.1 - ESFUERZOS ADMISIBLES - Para miembros a compresión cargados axialmente cuya sección transversal cumpla los requisitos de la tabla F.4-1, cuando la relación de esbeltez efectiva mayor (Kl/r) de cualquier segmento sin arriostramiento, sea menor que C_c se tomará como valor del esfuerzo admisible sobre la sección total:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right]F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \qquad \textbf{(F.4-4)}$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{2p^2E/F_y}$$

Cuando la relación Kl/r de estos miembros excede el valor de C_c se tomará como esfuerzo admisible sobre la sección total:

$$F_a = \frac{12p^2E}{23(Kl/r)^2} \qquad \textbf{(F.4-5)}$$

F.4.4.2 - PANDEO FLEXOTORSIONAL - Para miembros a compresión con simetría simple o asimétricos, tales como ángulos o columnas en forma de te y columnas doblemente simétricas cruciformes o ensambladas con elementos de paredes muy delgadas puede ser necesaria la consideración del efecto del pandeo flexo torsional y torsional. La relación de esbelteces efectiva $(Kl/r)_e$ se tomará como $p\sqrt{E/F_e}$ en donde el esfuerzo crítico de pandeo elástico F_e se determinará de acuerdo con el numeral F.2.15.1 y el esfuerzo admisible F_a se determinará usando las ecuaciones F.4-4 o F.4-5.

F.4.4.3 - MIEMBROS FABRICADOS - Todas las partes de miembros fabricados sometidos a compresión y la separación transversal de sus líneas de conectores deben cumplir los requisitos de F.2.2.7.

Para los requisitos de separación y distancia al borde de miembros de acero resistente a los agentes atmosféricos, véase F.2.10.3.5.

En los extremos de miembros fabricados sometidos a compresión, con apoyos sobre platinas de base o superficies cepilladas, todos los componentes que se hallen en mutuo contacto deben conectarse mediante pernos o remaches, distanciados longitudinalmente menos de 4 diámetros, en una distancia igual a 1½ veces el ancho máximo del miembro, o mediante soldaduras continuas de longitud no inferior a dicho ancho.

En miembros fabricados la separación longitudinal de pernos o remaches intermedios y de soldaduras intermitentes, debe ser adecuada para la transferencia del esfuerzo calculado.

La separación máxima longitudinal de pernos, remaches o soldaduras intermitentes que conecten entre si dos perfiles de acería no debe exceder de 610 mm.

Adicionalmente, en miembros pintados o no sujetos a corrosión cuando el elemento externo es una platina, la separación máxima longitudinal no debe exceder:

$2700/\sqrt{F_y}$ veces el espesor de la platina externa o 305 mm cuando los conectores no van alternados a lo largo a las líneas de gramil adyacentes.

$4050/\sqrt{F_y}$ veces el espesor de la platina externa o 457 mm cuando los conectores van alternados a lo largo de las líneas de gramil adyacentes.

Los miembros a compresión fabricados con dos o más perfiles laminados separados unos de otros mediante elementos de relleno colocados a intervalos, deben conectarse entre sí en dichos separadores con un espaciamiento tal, que la relación de esbeltez de cualquier perfil l/r entre conectores no supere 3/4 veces la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro fabricado. Para calcular la relación de esbeltez de cada componente debe usarse su radio de giro mínimo, r.

Como mínimo deben utilizarse 2 conectores intermedios a lo largo de la longitud del miembro fabricado.

Todas las uniones, incluyendo aquellas en los extremos, deben soldarse o atornillarse con pernos de alta resistencia según los requisitos de la tabla F.2-7.

Los lados abiertos de miembros a compresión fabricados con planchas o perfiles tendrán una celosía y platinas de amarre, en los extremos y en los puntos intermedios en donde se interrumpa la celosía. Las platinas de amarre estarán localizadas lo más cerca posible de los extremos.

La celosía, esto es, las barras planas, ángulos, canales u otros perfiles empleados para hacerla, estará espaciada en tal forma que la relación l/r de la aleta incluída entre sus conexiones no exceda 3/4 veces la relación que gobierna el diseño de todo el miembro, y se diseñará para que resista una fuerza de corte normal al eje del miembro igual al dos por ciento de la fuerza total de compresión que actúa sobre él.

F.4.4.4 - MIEMBROS A COMPRESION CONECTADOS CON PASADORES - Las uniones de miembros a compresión conectados con pasadores deberán cumplir con los requisitos de F.4.3.3.

F.4.4.5 - FUERZAS CORTANTES EN ALMAS DE COLUMNAS - Las conexiones que produzcan fuerzas cortantes en el alma de columnas deberán investigarse para las cargas concentradas definidas en F.4.10.1.

F.4.5 - VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXION

F.4.5.1 - ESFUERZOS ADMISIBLES - Flexión de perfiles I y canales con respecto a su eje mayor.

F.4.5.1.1 - *Miembros de perfiles compactos* - Para miembros compactos, definidos según F.4.2.1.1 (excepto en vigas híbridas y en miembros con puntos de fluencia superiores a 45.7 kgf/mm²) simétricos con respecto al plano de su eje menor, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.66F_y \qquad \textbf{(F.4-6)}$$

Siempre y cuando que las aletas estén unidas en forma contínua al alma y que la longitud sin soporte lateral de la aleta a compresión L_b no exceda el menor valor L_c dado por las fórmulas.

$$\frac{63b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{14060}{(d/A_f)F_y} \qquad \textbf{(F.4-7)}$$

Los miembros (incluyendo los diseñados como sección compuesta y exceptuando las vigas híbridas y los miembros con puntos de fluencia superiores a 45.7 kgf/mm²) que cumplan con los requisitos de perfiles compactos y sean continuos sobre los apoyos o estén rígidamente conectados a las columnas, pueden diseñarse para los 9/10 de los momentos negativos máximos en los puntos de apoyo, producidos por las cargas de gravedad, siempre y cuando para tales miembros se incremente el momento máximo positivo en 1/10 del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplicará a los momentos producidos por cargas sobre voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna conectada rígidamente a la viga en cuestión, puede utilizarse la reducción de 1/10 en el diseño de la columna bajo la acción combinada de carga

axial y flexión, siempre y cuando el esfuerzo f_a debido a cualquier carga axial concurrente a que esté sometido el miembro no exceda de $0.15F_a$.

F.4.5.1.2 - *Miembros de perfiles no compactos* - Para miembros que cumplan con los requisitos del numeral anterior excepto que sus aletas sean no compactas (excluyendo los miembros fabricados y los miembros con puntos de fluencia superiores a 45.7 kgf/mm²), el esfuerzo admisible es

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right] \qquad \textbf{(F.4-8)}$$

Para miembros fabricados que cumplan con los requisitos de F.2.12.1.1 excepto que sus aletas sean no compactas y sus almas compactas o no compactas, (excluyendo las vigas híbridas y miembros con puntos de fluencia superiores a 45.7 kgf/mm²) el esfuerzo admisible es

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y / k_c} \right] \qquad \textbf{(F.4-9)}$$

en donde:

$k_c = \dfrac{4.05}{(h/t_w)}$ si $\dfrac{h}{t_w} > 70$, de lo contrario $k_c = 1.0$

Para miembros de perfiles no compactos, no incluidos en el punto anterior, arriostrados lateralmente en la región de esfuerzos a compresión a intervalos que no excedan de $64 b_f / \sqrt{F_y}$, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.60 F_y \qquad \textbf{(F.4-10)}$$

F.4.5.1.3 - *Miembros de perfiles compactos o no compactos con longitud no arriostrada mayor que* L_c - Para miembros a flexión de perfiles compactos o no compactos definidos en F.4.1.5.1 y con longitudes no arriostradas mayores que L_c de acuerdo con F.4.5.1.1, el esfuerzo admisible a tensión por flexión se determina por la fórmula F.4-10.

Para tales miembros con un eje de simetría en el plano del alma y cargados en dicho plano, el esfuerzo admisible a compresión por flexión se determina como el mayor valor de los calculados mediante las fórmulas F.4-11 o F.4-12 y la fórmula F.4-13 aplicable solamente a perfiles con una aleta sólida a compresión, de sección transversal aproximadamente rectangular y con área no inferior a la de la aleta a tensión. Se permiten valores superiores de esfuerzos admisibles a compresión si se justifican mediante análisis más precisos. Los esfuerzos no deben exceder los permitidos en F.4.6 siempre que sean aplicables.

Para canales flexionados con respecto a su eje mayor, el esfuerzo admisible a compresión se determina por la fórmula F.4-13.

Cuando $\sqrt{71700 C_b / F_y} \leq (l/r_T) \leq \sqrt{359000 C_b / F_y}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1075000 C_b} \right] F_y \leq 0.60 F_y \qquad \textbf{(F.4-11)}$$

Cuando $(l/r_T) \geq \sqrt{359000 C_b / F_y}$

$$F_b = \frac{120000\,C_b}{(l/r_T)^2} \leq 0.60F_y \qquad \textbf{(F.4-12)}$$

Para cualquier valor de l/r_T,

$$F_b = \frac{8440C_b}{(l_d/A_f)} \leq 0.60F_y \qquad \textbf{(F.4-13)}$$

En donde:

l = distancia entre secciones transversales arriostradas contra torsión o desplazamiento lateral de la aleta a compresión, mm. En el caso de voladizos arriostrados contra torsión únicamente en el apoyo, se puede tomar conservadoramente como valor de l la longitud del voladizo.

r_T = radio de giro con respecto a un eje en el plano del alma, de una sección que comprenda la aleta a compresión más un tercio del área a compresión del alma, mm.

A_f = área de la aleta a compresión, mm²

C_b = $1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$

pero no mayor que 2.3^*, en donde M_1 y M_2 son los momentos flectores, menor y mayor respectivamente, en los extremos de la longitud sin arriostramiento, con respecto al eje mayor del miembro. Se considera positiva la relación M_1/M_2 cuando los momentos M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con doble curvatura) y negativa cuando su signo es diferente (flexión con curvatura simple). El valor de C_b se tomará igual a la unidad cuando el momento flector en cualquier punto intermedio del tramo sin arriostramiento considerado, es mayor que los de ambos extremos de dicho tramo. Para calcular los F_{bx} y F_{by} que entran en la fórmula F.4-31 se puede averiguar C_b mediante la fórmula dada atrás cuando se trate de pórticos sometidos a desplazamiento de los nudos y deberá tomarse igual a la unidad cuando se trate de pórticos arriostrados contra dicha translación. Para vigas en voladizo C_b puede tomarse conservadoramente igual a la unidad.

Para vigas híbridas fabricadas con plancha, el F_y de las fórmulas F.4-11 y F.4-12 es el esfuerzo de fluencia de la aleta a compresión. La fórmula F.4-13 no es aplicable a vigas híbridas.

F.4.5.1.3 no es aplicable a perfiles tees cuya alma está en compresión en cualquier parte de la longitud no arriostrada.

F.4.5.2 - ESFUERZOS ADMISIBLES - Flexión de perfiles **I**, barras sólidas y platinas rectangulares con respecto a su eje menor.

No se requiere arriostramiento lateral en miembros cargados a través de su centro de cortante con respecto a su eje débil ni en miembros de igual resistencia con respecto a ambos ejes.

F.4.5.2.1 - *Miembros de perfiles compactos* - En miembros en **I** y **H**, doblemente simétricos con aletas compactas unidas al alma en forma contínua y flexionados con respecto a sus ejes débiles (excepto miembros con puntos de fluencia superiores a 45,7 kgf/mm²); en barras redondas y cuadradas y en secciones rectangulares sólidas flexionadas con respecto a sus ejes más débiles, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.75F_y \qquad \textbf{(F.4-14)}$$

F.4.5.2.2 - *Miembros de perfiles no compactos* - En miembros que no cumplan con los requisitos de perfiles compactos de F.2.8.5 que no estén cubiertos en F.2.12.3, flexionados con respecto a su eje menor, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.60F_y \qquad \textbf{(F.4-15)}$$

---

* Es conservador tomar C_b igual a la unidad.

Los miembros en **I** y **H**, doblemente simétricos flexionados con respecto a sus ejes débiles (excepto miembros con puntos de fluencia superiores a 45,7 kgf/mm²) con aletas no compactas unidas al alma en forma continua pueden diseñarse con base en el esfuerzo admisible dado por la fórmula:

$$F_b = F_y\left[1.075 - 0.006\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{F_y}\right] \qquad \textbf{(F.4-16)}$$

F.4.5.3 - ESFUERZOS ADMISIBLES - Flexión de miembros tipo cajón y secciones tubulares rectangulares y circulares.

F.4.5.3.1 - ***Miembros de perfiles compactos*** - En miembros flexionados con respecto a sus ejes fuertes o débiles, miembros de perfiles compactos definidos en F.2.8.5 y aletas unidas a las almas en forma continua, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.66F_y \qquad \textbf{(F.4-17)}$$

Para que un miembro tipo cajón sea considerado como perfil compacto deberá tener, adicionalmente a los requisitos de F.4.2.1, una altura no mayor de 6 veces el ancho, un espesor de aleta no mayor de 2 veces el espesor del alma y una longitud sin soporte lateral L_b inferior o igual a

$$L_c = \left[1370 + 843\frac{M_1}{M_2}\right]\frac{b}{F_y} \qquad \textbf{(F.4-18)}$$

Excepto que no debe ser menor que $843(b/F_y)$, donde M_1 y M_2 son los momentos flectores, menor y mayor respectivamente, en los extremos de la longitud sin arriostramiento, con respecto al eje mayor del miembro. La relación M_1/M_2 se considera positiva cuando los momentos M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con doble curvatura) y negativa cuando su signo es diferente (flexión con curvatura simple).

F.4.5.3.2 - ***Miembros de perfiles no compactos*** - En miembros a flexión tipo cajón y secciones tubulares que cumplen con los requisitos de perfiles no compactos de F.2.8.5, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0.60F_y \qquad \textbf{(F.4-19)}$$

No se requiere arriostramiento lateral en secciones tipo cajón cuya altura es menor de 6 veces su ancho. En secciones tipo cajón de mayores relaciones altura/ancho, se deben determinar los requisitos de soporte lateral mediante un análisis especial.

F.4.5.4 - ESFUERZOS ADMISIBLES DE CORTE - Para $h/t_w \leq 320/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo cortante admisible tomado como el producto de la altura total por el espesor del alma es

$$F_v = 0.40F_y \qquad \textbf{(F.4-20)}$$

Para $h/t_w > 320/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo cortante admisible tomado como el producto de la distancia libre entre aletas por el espesor del alma es

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}C_v \leq 0.40F_y \qquad \textbf{(F.4-21)}$$

En donde:

$C_v = \dfrac{31600k_v}{F_y(h/t_w)^2}$ cuando C_v es menor que 0.8

$$C_v = \frac{160}{h/t_w}\sqrt{k_v/F_y}$$ cuando C_v es mayor que 0.8

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}$$ cuando a/h es menor que 1.0

$$k_v = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2}$$ cuando a/h es mayor que 1.0

t_w = espesor del alma, mm
a = distancia libre entre atiesadores transversales, mm
h = distancia libre entre aletas en la sección investigada, mm

Para la ruptura por cortante en conexiones extremas de vigas recortadas véase F.4.9.4.

Los límites máximos de h/t_w están dados en F.4.6. Allí se presenta un método alterno de diseño para vigas de alma llena bajo la acción de campos tensionados.

F.4.5.5 - ATIESADORES TRANSVERSALES - Cuando la relación h/t_w es mayor que 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma, f_v, es mayor que el dado por la fórmula F.4-21, se requieren atiesadores intermedios. La separación entre éstos, cuando se requieren, será tal que los esfuerzos cortantes en el alma no excedan el valor F_v dado por las fórmulas F.4-23 o F.4-28, aplicable según el caso, y la relación:

$$\frac{a}{h} \pounds \left[\frac{260}{(h/t_w)^2}\right]^2 \text{ y } 3.0 \qquad \textbf{(F.4-22)}$$

F.4.5.6 - MIEMBROS FABRICADOS - Cuando dos o más canales o vigas laminadas se utilicen, una al lado de la otra, para formar un miembro a flexión, deberán conectarse a intervalos no mayores de 1500 mm. Podrán utilizarse separadores y pernos que pasen por entre ellos a todo el través siempre y cuando que, en vigas con 305 o más mm de altura, no se utilicen menos de dos pernos en cada sitio donde se coloque un separador.

Cuando haya que transmitir cargas concentradas de una viga a otra, o haya que repartirlas entre las vigas, se deben colocar entre éstas diafragmas que tengan suficiente rigidez para distribuir la carga. Dichos diafragmas deben unirse a las vigas mediante remaches, pernos o soldaduras.

F.4.5.7 - MIEMBROS DE ALMA ACARTELADA - Véase F.4.12.

F.4.6 - VIGAS ESBELTAS DE ALMA LLENA

Las vigas esbeltas de alma llena se distinguirán de las vigas corrientes de alma llena de acuerdo con la relación de esbeltez h/t_w. Cuando este valor es mayor que $813/\sqrt{F_y}$ se aplicarán las provisiones de esta sección; si no lo es se aplicarán las de F.4.5.

Para los esfuerzos admisibles de corte y el diseño de rigidizadores transversales véanse los numerales correspondientes de F.4.5 o los de esta sección si se utiliza la acción de campo tensionado.

F.4.6.1 - LIMITACIONES DE LA ESBELTEZ DEL ALMA - Cuando no se utilizan atiesadores transversales o cuando éstos están espaciados a una distancia mayor que 1.5 veces la distancia libre entre aletas, la relación

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{9850}{\sqrt{F_{yf}\left(F_{yt} + 11.60\right)}} \qquad \textbf{(F.4-23)}$$

Cuando se utilizan atiesadores transversales espaciados a una distancia no mayor que 1.5 veces la distancia entre aletas, la relación

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad \textbf{(F.4-24)}$$

F.4.6.2 - ESFUERZOS ADMISIBLES DE FLEXION - Cuando la relación entre la altura del alma y su espesor exceda de $813/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo máximo en la aleta a compresión no deberá exceder de

$$F_b \leq F_b R_{PG} R_e \qquad \textbf{(F.4-25)}$$

en donde:

F_b = esfuerzo de flexión aplicable dado en F.2.12, kgf/mm²

$$R_{PG} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f}\left(\frac{h}{t} - \frac{813}{\sqrt{F_y}}\right) \leq 1.0$$

$$R_e = \frac{12 + \left(A_w/A_f\right)\left(3a - a^3\right)}{12 + 2\left(A_w/A_f\right)} \leq 1.0$$

($R_e = 1.0$ en vigas no híbridas)

A_w =área del alma en la sección investigada, mm²

A_f =área de la aleta a compresión, mm²

$$a = \frac{0.6 F_{yw}}{F_b} \leq 1.0$$

F.4.6.3 - ESFUERZOS ADMISIBLES DE CORTE CON ACCION DE CAMPOS TENSIONADOS - El corte promedio máximo en el alma, f_v, en kgf/mm², calculado para cualquier combinación de carga total o parcial, no debe exceder el valor dado por la fórmula F.4-21.

Alternativamente, para vigas de alma llena que no sean híbridas, si se colocan atiesadores intermedios, espaciados de tal manera que cumplan lo indicado en F.4.6.4, y si C_v es menor o igual a 1.0, se permite el esfuerzo calculado con la fórmula F.4-26 en lugar del dado por la fórmula F.4-21.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(a/h\right)^2}}\right] \leq 0.40 F_y \qquad \textbf{(F.4-26)}$$

F.4.6.4 - ATIESADORES TRANSVERSALES - Los atiesadores transversales deben cumplir los requisitos de F.4.5.5.

En vigas diseñadas con base en la acción de campo tensionado, la separación de los atiesadores en los paneles extremos, en paneles con grandes agujeros y en los adyacentes a éstos, será tal que el f_v no exceda del valor dado por la fórmula F.4-21.

Los pernos y remaches que conectan los atiesadores con el alma de la viga estarán espaciados como máximo 300 mm entre centros. Si se usan soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre soldaduras no será mayor de 16 veces el espesor del alma, ni de 250 mm.

El momento de inercia, I_{st}, de un par de atiesadores intermedios, o de un atiesador intermedio sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma no será menor que

$$\frac{h}{50}\ mm^4 \qquad \textbf{(F.4-27)}$$

El área total, en mm², de los atiesadores intermedios, espaciados según lo requiera la fórmula F.4-28, no debe ser menor que

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}}\right] YDht \qquad \textbf{(F.4-28)}$$

en donde:

C_v, **a**, **h** y **t** están definidos en F.4.5.4

Y = cociente entre los esfuerzos de fluencia del alma y del atiesador.

D = **1.0** para pares de atiesadores.

= **1.8** para atiesadores sencillos de ángulo.

= **2.4** para atiesadores sencillos de platina.

Cuando el esfuerzo de corte máximo en un panel, f_v, es menor que el permitido por la fórmula F.4-28, el área requerida de atiesadores se puede reducir proporcionalmente. Los atiesadores intermedios requeridos por la fórmula F.4-28 se deben conectar al alma de manera que transmitan un corte total en kgf/mm lineal de atiesador sencillo, o de par de ellos, no menor que el calculado por la siguiente fórmula:

$$f_{ws} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{302}\right)^3} \qquad \textbf{(F.4-29)}$$

en donde:

F_y = es el esfuerzo de fluencia del alma

Esta transferencia de corte puede reducirse en la misma proporción en que el esfuerzo de corte máximo calculado, f_v, en los paneles adyacentes sea menor que el permitido por la fórmula F.4-26. Sin embargo, los remaches y soldaduras en los atiesadores intermedios que se necesiten para transmitir al alma cargas o reacciones concentradas, se calcularán para la transmisión de estas cargas.

Salvo que se necesite apoyo directo para transmitir una carga concentrada o una reacción, basta con que los atiesadores intermedios lleguen cerca de la aleta en tensión. La soldadura que los conecta al alma se terminará a una distancia del pie cercano del filete de conexión alma-aleta, no menor de 4 veces el espesor del alma ni mayor de 6 veces este espesor.

Cuando se utilicen rigidizadores sencillos y la aleta a compresión sea una placa rectangular, los rigidizadores irán conectados a dicha aleta con el fin de resistir cualquier tendencia a levantarse causada por torsión en la placa. Cuando se conecten riostras laterales a un rigidizador, o a un par de ellos, éstos a su vez se conectarán a la aleta en compresión en forma tal, que transmitan el 1% de la fuerza total en la aleta, a menos que ésta sea sólo de ángulos.

F.4.6.5 - ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION Y CORTE - Las almas de las vigas de alma llena cuyo diseño dependa de la acción de campo tensionado, conforme a la Fórmula F.4-26, se calcularán de tal manera que el esfuerzo de tensión por flexión, causado por el momento en el plano del alma de la viga no exceda de $0.60F_y$, ni de:

$$\left(0.825 - \frac{0.375 f_v}{F_v}\right) F_y \qquad \textbf{(F.4-30)}$$

en donde:

f_v = esfuerzo cortante promedio en el alma, obtenido al dividir el corte total por el área del alma, kgf/mm²

F_v = esfuerzo cortante admisible en el alma según la fórmula F.4-28, kgf/mm²

El esfuerzo admisible de corte en las almas de vigas que tengan aletas y almas con puntos de fluencia superiores a 45.7 kgf/mm², no excederá del valor dado por la fórmula F.4-23 si el esfuerzo en la aleta debido a flexión, f_b, excede de $0.75F_b$.

F.4.7 ESFUERZOS COMBINADOS

F.4.7.1 - FLEXION Y COMPRESION AXIAL - Los miembros solicitados simultáneamente por esfuerzos de flexión y de compresión axial deben ser diseñados para satisfacer los siguientes requisitos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left[1 - \left(f_a / F'_{ex}\right)\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left[1 - \left(f_a / F'_{ey}\right)\right] F_{by}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-31)}$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-32)}$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$ se puede utilizar la fórmula F.4-33, en lugar de las fórmulas F.4-31 y F.4-32:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-33)}$$

En las fórmulas F.4-31, F.4-32 y F.4-33 los subíndices x y y, combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión con respecto al cual se aplica un esfuerzo particular o una propiedad de diseño, y

F_a = esfuerzo axial a compresión permisible si existiera únicamente fuerza axial, kgf/mm²

F_b = esfuerzo a compresión debido a flexión, permisible si solo existiera momento flector, kgf/mm²

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23\left(K l_b / r_b\right)^2}$$

Esfuerzo crítico de Euler dividido por un factor de seguridad. (En la expresión para F_e, l_b es la longitud real no soportada en el plano de flexión, r_b es el radio de giro correspondiente, y K el coeficiente de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de F_a, F_b y $0.6F_y$, F_e puede ser incrementado en un tercio de acuerdo con F.2.8.5.2).

f_a = esfuerzo axial calculado, kgf/mm²

f_b = esfuerzo a compresión debido a flexión, calculado en el punto en consideración, kgf/mm²

C_m = un coeficiente cuyo valor se establece como sigue:

(1) Para miembros a compresión en marcos con translación lateral de sus uniones:

$$C_m = 0.85$$

(2) Para miembros comprimidos con restricción rotacional, pertenecientes a marcos arriostrados contra translación de sus uniones, y no sujetos a cargas transversales entre sus apoyos, en el plano de flexión considerado:

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$

pero no menor que 0.4 en donde M_1/M_2 es la relación entre los momentos en los extremos del respectivo tramo sin arriostrar, en el plano de flexión estudiado; siendo M_1 el menor y M_2 el mayor de estos dos momentos. Esta relación M_1/M_2 es positiva cuando hay doble curvatura en el elemento; y negativa, en el caso de curvatura simple.

(3) Para miembros comprimidos en marcos arriostrados contra translación de sus uniones en el plano de carga y con cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se puede calcular mediante un análisis racional. Sin embargo, a falta de tal análisis, se pueden emplear los siguientes valores:

(a) Para miembros cuyos extremos están restringidos contra rotación en el plano de flexión

$$C_m = 0.85$$

(b) Para miembros con extremos no restringidos contra rotación en el plano de flexión

$$C_m = 1.0$$

F.4.7.2 - FLEXION Y TENSION AXIAL - Los miembros solicitados simultáneamente por esfuerzos de flexión y de tensión axial se deben diseñar en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la fórmula

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-34)}$$

en donde:

f_b = es el esfuerzo calculado a tensión debido a la flexión
f_a = es el esfuerzo axial calculado a tensión
F_b = es el esfuerzo admisible a tensión que gobierna, definido en F.2.3.1.

Sin embargo el esfuerzo calculado a compresión que resulta de la flexión producida por una carga independiente relacionada con la tensión axial, considerada anteriormente, no debe exceder el valor aplicable establecido en F.4.5.

F.4.8 CONSTRUCCION COMPUESTA

F.4.8.1 - DEFINICION - La construcción compuesta consiste en vigas de acero que soportan una placa de concreto reforzado. Se consideran dos casos de miembros de sección compuesta: los miembros totalmente revestidos cuya interacción depende de la adherencia natural y aquellos que utilizan transmisores de corte (anclajes mecánicos) para desarrollar la acción compuesta. En estos últimos, no es necesario que la viga metálica esté totalmente revestida.

F.4.8.2 - HIPOTESIS DE DISEÑO

(1) Las vigas con recubrimiento se diseñarán para soportar por sí mismas las cargas muertas aplicadas antes del endurecimiento del concreto (a menos que estas cargas sean soportadas temporalmente por la cimbra) y para soportar en conjunto con la losa, todas las cargas aplicadas después de endurecido el concreto. En ambas circunstancias, el esfuerzo calculado de flexión no excederá de $0.66F_y$, donde F_y, es el esfuerzo de fluencia de la viga de acero. El esfuerzo de flexión producido por las cargas aplicadas después del endurecimiento del concreto, se calculará con base en las propiedades de la sección compuesta. Los esfuerzos de tensión en el concreto se considerarán despreciables. Si se prefiere, puede diseñarse la viga de acero para resistir por sí misma el momento positivo producido por todas las cargas, utilizando un esfuerzo de flexión igual a $0.76F_y$; en este caso, no se requiere apuntalamiento temporal.

(2) Cuando se utilicen transmisores de corte de acuerdo con F.4.8.4, la sección compuesta se diseñará para soportar todas las cargas en tal forma que no se excedan los esfuerzos admisibles de F.4.5.1, aún en el caso en que la sección de acero no sea apuntalada durante la construcción. En los análisis de secciones compuestas en zonas de momento positivo, la sección de acero puede excluirse de los requerimientos de sección compacta (F.4.2.1) y no hay límite sobre la longitud no soportada de la aleta a compresión.

El refuerzo paralelo a la viga contenido dentro del ancho efectivo de la placa, cuando ésta ha sido anclada de acuerdo con los requisitos del Reglamento de construcción aplicable, puede incluirse en el cálculo de propiedades de la sección compuesta, siempre y cuando se provean conectores que cumplan los requerimientos de F.4.8.4.

Las propiedades de la sección compuesta se calcularán de acuerdo con la teoría elástica. Por ser despreciables se omitirán los esfuerzos de tensión en el concreto. Para el cálculo de esfuerzos, el área de compresión de la sección de concreto se hará equivalente a un área de acero dividiéndola por la relación modular, $\mathbf{n}$, para concreto de peso normal de la resistencia especificada. Para el cálculo de deflexiones, las propiedades de la sección transformada se basarán en la relación modular apropiada, n, para la resistencia y el peso del concreto especificado, con $\mathbf{n=E/E_c}$.

Cuando no sea factible o necesario proveer los conectores adecuados que satisfagan los requerimientos de corte horizontal para desarrollar la acción compuesta total, el módulo efectivo de la sección se determinará así:

$$S_{ef} = S_s + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}}\left(S_{tr} - S_s\right) \qquad \textbf{(F.4-35)}$$

Con $\mathbf{V_h}$ y $\mathbf{V_h}$ definidos en F.4.8.4

$\mathbf{S_s}$ = módulo de la sección de la viga de acero referido a la fibra inferior, mm^3

$\mathbf{S_{tr}}$ = módulo de la sección compuesta transformada referido a la fibra inferior, calculado con el máximo ancho permitido para la aleta en compresión, F.2.9.1.9, mm^3

En vigas compuestas construidas sin apuntalamiento temporal, los esfuerzos en la sección de acero no deben exceder $\mathbf{0.90F_y}$. Los esfuerzos se calcularán suponiendo que la sección de acero resista todas las cargas aplicadas antes de que el concreto haya alcanzado el 75% de la resistencia requerida y que la sección compuesta efectiva resista todas las cargas aplicadas después de este tiempo.

El módulo de la sección compuesta transformada deberá utilizarse en el cálculo de los esfuerzos de compresión por flexión en el concreto y, cuando se construya sin apuntalamiento, este esfuerzo deberá calcularse para las cargas aplicadas después que el concreto haya alcanzado el 75% de la resistencia requerida. El esfuerzo en el concreto no ha de sobrepasar $\mathbf{0.45f'_c}$.

F.4.8.3 - FUERZA CORTANTE EN LOS EXTREMOS - El nervio y las conexiones extremas de la viga del acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

F.4.8.4 - TRANSMISORES DE CORTE - Excepto para el caso de vigas embebidas, definidas en F.4.8.2, el corte total horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de concreto se transferirá por transmisores de corte soldados a la aleta superior de la viga y embebidos en el concreto. Para una completa acción compuesta con el concreto sujeto a esfuerzos de compresión por flexión, toda la fuerza cortante horizontal actuante entre el punto de momento máximo y los puntos de inflexión se tomará como la menor obtenida de:

$$V_h = \frac{0.85f'_cA_c}{2} \qquad \textbf{(F.4-36)}$$

$$V_h = \frac{A_sF_y}{2} \qquad \textbf{(F.4-37)}$$

en donde:

$\mathbf{f'_c}$ = resistencia a la compresión del concreto, kgf/mm²

$\mathbf{A_c}$ = área efectiva de la aleta de concreto definida en F.2.3.7, mm²

$\mathbf{A_s}$ = área de la viga de acero, mm²

En vigas compuestas continuas cuando el acero de refuerzo longitudinal se considere que actúa en forma compuesta con la viga de acero en las regiones de momento negativo, el corte total horizontal resistido por los conectores comprendidos entre un apoyo interior y cada uno de los puntos de inflexión adyacentes se tomará como:

$$V_h = \frac{A_{sr} F_{yr}}{2} \qquad \textbf{(F.4-38)}$$

en donde:

A_{sr} = área total de refuerzo longitudinal sobre un apoyo interior localizado dentro del ancho efectivo de la aleta (F.2.3.7), mm²

F_{yr} = esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, kgf/mm²

Para una acción compuesta total, el número de conectores que resisten la fuerza cortante horizontal V_h, localizados a cada lado del punto de momento máximo, no deberá ser menor que el dado por la relación V_h/q, en donde q es la fuerza de corte admisible de un conector dado en la tabla F.4-2 para losas con cielo raso plano construidas con agregados que cumplan la norma NTC 174 (ASTM C33). Para losas con cielo raso plano construidas con agregados producidos en horno giratorio de acuerdo con la norma NTC 4045 (ASTM C330), con concretos de peso unitario no menor de 1440 kgf/m^3, la fuerza admisible de corte para un conector se obtiene de multiplicar los valores de la tabla F.4-2 por los coeficientes de la tabla F.4-3.

Para acción compuesta parcial con concreto sujeto a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal V_h', que se utiliza en el cálculo de S_{ef} deberá tomarse como el producto de q por el número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de inflexión. El valor de V_h' deberá ser mayor de 1/4 del valor más pequeño dado por la fórmula F.4-36, utilizando el ancho efectivo máximo permitido para la aleta de concreto, o el dado por la fórmula F.4-37. El momento de inercia efectivo para cálculo de deflexiones se determinará así:

$$I_{ef} = I_s + \left[\sqrt{\frac{V_h'}{V_h}}\right]\left(I_{tr} - I_s\right) \qquad \textbf{(F.4-39)}$$

en donde:

I_s = momento de inercia de la viga de acero, mm^4

I_{tr} = momento de inercia de la sección compuesta transformada, mm^4

Tabla F.4-2
Fuerza de corte horizontal admisible por conector (q), kgf (a)

Conector (b)	Resistencia especificada a la compresión del concreto f'_c (kgf/cm²)		
	210	245	≥ 280
Vástago de 13 mm X 50 mm, con gancho o cabeza.	2310	2490	2680
Vástago de 16 mm X 63 mm, con gancho o cabeza.	3630	3900	4170
Vástago de 19 mm X 76 mm, con gancho o cabeza.	5220	5670	6030
Vástago de 22 mm X 89 mm, con gancho o cabeza.	7080	7620	8160
Canal C3 X 4.1	76.8 w (c)	83.9 w (c)	89.3 w (c)
Canal C4 X 5.4	82.1 w (c)	89.3 w (c)	94.6 w (c)
Canal C5 X 6.7	87.5 w (c)	94.6 w (c)	100.0 w (c)

Notas:

(a) Aplicable solamente a concreto con agregados NTC 174 (ASTM C33).

(b) La fuerza cortante horizontal tabulada puede usarse para conectores de vástago más largo que el indicado.

(c) w = Longitud del canal, mm.

Tabla F.4-3
Coeficientes a utilizar cuando el concreto esta hecho con agregados NTC 4045 (ASTM C330)

Resistencia especificada del concreto f'_c kgf/cm²	Peso unitario del concreto seco al aire kgf/m^3						
	1440	1520	1600	1680	1760	1840	1920
280 o menos	0.73	0.76	0.78	0.81	0.83	0.86	0.88
350 o más	0.82	0.85	0.87	0.91	0.93	0.96	0.99

Los conectores requeridos a cada lado del punto de momento máximo en la zona de momento positivo pueden distribuirse uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de inflexión, excepto que N_2, número de conectores necesarios entre cualquier carga concentrada en esa área y el punto de inflexión, no deberá ser menor que el valor dado por la fórmula F.4-40:

$$N_2 = \frac{N_1 \left[\frac{M b}{M_{max}} - 1 \right]}{b - 1} \qquad \textbf{(F.4-40)}$$

en donde:

M = momento (menor que el momento máximo) en el punto de aplicación de la carga concentrada.

N_1 = número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto de inflexión, determinados mediante la relación V_h/q o V_h'/q, según el caso.

$$b = \frac{S_{tr}}{S_s} \quad \text{o} \quad \frac{S_{ef}}{S_s}, \text{ según el caso}$$

Para una viga continua, los conectores requeridos en la región de momento negativo pueden ser uniformemente distribuídos entre el punto de momento máximo y cada punto de inflexión. Los conectores deberán tener un recubrimiento mínimo lateral de concreto de 2.5 mm, exceptuando el caso de aquellos instalados en los salientes de las láminas corrugadas que constituyen el tablero. El diámetro de los conectores de vástago no deberá ser mayor que 2.5 el espesor de la aleta a la cual ellos están soldados, excepto los conectores colocados directamente sobre el nervio. El espaciamiento mínimo centro a centro de los conectores de vástago deberá ser de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga y 4 diámetros en la dirección transversal. El máximo espaciamiento de centro a centro no excederá de 8 veces el espesor total de la placa.

F.4.8.5 - SECCIONES COMPUESTAS CON LAMINA CORRUGADA DE ACERO - La construcción compuesta de placas de concreto sobre láminas corrugadas de acero conectadas a vigas de acero se diseñará de acuerdo con F.4.8.1 a F.4.8.4, con las siguientes modificaciones:

F.4.8.5.1 - ***Generalidades***

(1) F.4.8.5 se aplica a tableros con altura nominal de la ondulación no mayor que 75 mm

(2) El ancho promedio de la nervadura de concreto o capitel, w_r no deberá ser menor que 50 mm pero no deberá ser tomado en los cálculos como más que la mínima distancia libre en la parte superior del tablero de acero. Véase F.4.8.5.3 (2) y (3) para los requisitos adicionales

(3) La losa de concreto se conectará a la viga de acero a través de espigos soldados transmisores de corte, de 19 mm (3/4") de diámetro o menos (AWS D-1.1, Sección 7, Parte F). Los conectores de espigo se soldarán a través del tablero metálico o directamente al miembro metálico.

(4) Los conectores de espigo deberán sobresalir por lo menos 38 mm por encima de la parte superior del tablero metálico después de su instalación.

(5) El espesor de la losa por encima del tablero metálico no deberá ser menor de 50 mm

F.4.8.5.2 - ***Tableros metálicos de lámina corrugada, con sus salientes perpendiculares a las vigas de acero***

(1) El concreto por debajo de la parte superior del tablero de acero debe despreciarse en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c para la fórmula F.4-36.

(2) El espaciamiento longitudinal de los conectores de espigo no deberá ser mayor de 900 mm

(3) La fuerza horizontal de corte admisible por espigo, q, será la estipulada en F.4.8.4 (tablas F.4-2 y F.4-3) multiplicada por el siguiente coeficiente de reducción:

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left(\frac{H_s}{h_r}\right) - 1.0\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-41)}$$

en donde:

h_r = altura nominal de los salientes, mm

H_s = longitud del conector de espigo después de soldado, que no exceda el valor (h_r+75) en el cálculo, aunque la longitud real sea mayor, mm

N_r = número de conectores de la viga en una saliente del tablero que no exceda de 3 en los cálculos, aunque haya instalados más

w_r = ancho promedio del saliente de concreto (véase F.4.8.5.1, (2)), mm

(4) Para prevenir el levantamiento, el tablero metálico deberá anclarse a todas las vigas de acero diseñadas para acción compuesta, a espaciamientos no mayores de 400 mm. Tal anclaje puede proporcionarse con conectores de espigo o mediante una combinación de ellos y soldadura de punto u otro sistema especificado por el diseñador.

F.4.8.5.3 - ***Tableros metálicos de lámina corrugada, con sus salientes paralelas a las vigas de acero***

(1) El concreto por debajo de la parte superior del tablero de acero debe incluirse en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c para la fórmula F.4-36.

(2) Los salientes de la lámina corrugada, podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

(3) Cuando la altura nominal del tablero de acero sea de 38 mm o más el ancho promedio, w_r, del capitel soportado o el saliente no deberá ser menor de 50 mm para el primer conector en la fila transversal más 4 diámetros del mismo para cada espigo adicional.

(4) La fuerza cortante horizontal admisible para cada conector de espigo, q, será el valor dado en F.4.8.4 (tablas F.4-2 y F.4-3), multiplicado por el siguiente coeficiente de reducción:

$$0.6\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left[\frac{H_s}{h_r} - 1.0\right] \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-42)}$$

excepto cuando la relación w_r/h_r sea menor de 1.5. En la ecuación (F.4-42) se emplean los valores de H_s y h_r que están definidos en F.4.8.5.2 y w_r, es el ancho promedio de la nervadura de concreto o capitel (véanse F.4.8.5.1(2) y F.4.8.5.3(3)).

F.4.8.6 - CASOS ESPECIALES - Cuando la construcción compuesta no se acomoda a los requerimientos de F.4.8.1 a F.4.8.5 la fuerza admisible por conector debe establecerse mediante un adecuado programa de ensayos.

F.4.9 CONEXIONES, JUNTAS Y CONECTORES

F.4.9.1 - GENERALIDADES

F.4.9.1.1 - *Bases de diseño* - Las conexiones deben diseñarse de tal forma que el esfuerzo calculado sea menor que el esfuerzo admisible determinado:

(1) por análisis estructural de las cargas actuantes sobre la estructura o

(2) como una proporción especificada de la resistencia de los miembros conectados, aplicable según el caso.

F.4.9.1.2 - *Miembros a compresión con uniones que transmiten cargas por aplastamiento* - Todas las uniones a compresión se diseñarán para que resistan cualquier tensión que pueda presentarse al combinar las cargas laterales especificadas con el 75 por ciento del esfuerzo calculado de las cargas muertas y ninguna carga viva.

F.4.9.1.3 - *Conexiones de miembros de armaduras, sometidos a tensión o compresión* - Las conexiones de los extremos de miembros de armaduras sometidos a tensión o compresión, deberán poder transmitir la fuerza causada por las cargas de diseño, pero no menos del 50 por ciento de la resistencia efectiva del miembro, a menos que se justifique un porcentaje menor mediante un análisis de ingeniería que considere otros factores que incluya manejo, embarque y montaje.

F.4.9.1.4 - *Conexiones mínimas* - Las conexiones que según el cálculo hayan de transmitir esfuerzos deberán diseñarse para soportar una carga no inferior a $2.7T$. Se exceptúan las correspondientes a elementos de enlace, riostras y templetes.

F.4.9.1.5 - *Empalmes en perfiles pesados* - La presente sección es aplicable a perfiles laminados ASTM A6, grupos 4 y 5, o a perfiles ensamblados, mediante platinas soldadas con espesores superiores a 50 mm. que en conjunto forman la sección transversal la cual estará sometida a esfuerzos principales de tensión debidos a tensión o flexión.

Cuando en estas secciones se transmiten fuerzas de tensión a través de uniones soldadas con soldaduras de penetración total, se aplican los requisitos de tenacidad de material dados en F.2.1.3.2, los detalles de agujeros de acceso dados en F.4.9.1.6, los procedimientos de soldadura compatible dados en F.4.9.2.2, los requisitos de precalentamiento de soldadura dados en F.4.9.2.3 y los requisitos de preparación de superficies cortadas térmicamente e inspección dados en F.2.13.2.2.

En las uniones a tensión se deben remover las salientes de soldadura y el material de soporte y las superficies deben quedar bien pulidas.

Todos los agujeros de acceso que se requieran en las uniones de miembros principales a compresión de estos perfiles, deben satisfacer las estipulaciones de F.4.9.1.6 para facilitar las operaciones de soldaduras acanaladas.

Alternativamente la unión de tales miembros solicitados a compresión, incluyendo miembros sometidos a tensión por efecto de cargas de viento o sísmicas, puede lograrse utilizando detalles de empalmes que no induzcan deformaciones considerables de contracción de soldadura tales como soldaduras acanaladas de penetración parcial en las aletas y en el alma, empalmes de platina superpuestos con filetes de soldadura, o con empalmes de platina superpuestos empernados o con una combinación de estos dos últimos.

F.4.9.1.6 - *Despuntes de vigas y agujeros de acceso de soldadura* - Todos los agujeros de acceso de soldadura necesarios para facilitar las operaciones de soldadura deben tener una longitud desde el borde de ésta no inferior a 1.5 veces el espesor del material en que se hace el agujero. La altura del agujero de acceso debe ser adecuada para el depósito de material de soldadura en las platinas adyacentes y proporcionar espacio libre entre las salientes de soldadura. Todos los despuntes de vigas y los agujeros de acceso que se hagan en perfiles laminados en caliente y perfiles fabricados, deben estar libres de incisiones y esquinas entrantes abruptas excepto que los agujeros de acceso pueden terminar perpendicularmente en la aleta, cuando se utilizan soldaduras de filete alma-aleta en secciones fabricadas.

Las superficies de despuntes de vigas cortados térmicamente y los agujeros de acceso de soldadura para perfiles de los grupos 4 y 5 y secciones fabricadas de materiales de espesores superiores a 50 mm, deben

pulirse hasta obtener un acabado brillante e inspeccionarse bien sea por el método de partículas magnéticas o el de penetrantes de tintura. No se requiere pulir la parte de transición curva de agujeros de acceso y despuntes de vigas cuanto éstos se han hecho por medio de taladro o segueta.

Los agujeros de acceso para soldadura y los despuntes de vigas en secciones diferentes a las antes mencionadas no requieren ser pulidos o inspeccionados con penetrantes de tintura o partículas magnéticas.

F.4.9.1.7 - *Colocación de soldaduras, pernos y remaches* - Los grupos de soldaduras, pernos y remaches en los extremos de cualquier miembro y que deban transmitirle esfuerzos axiales, se han de disponer en forma tal que su centroide coincida con el del miembro, a menos que se hayan tomado medidas para absorber el efecto de la excentricidad. La anterior estipulación no se aplica a las conexiones en los extremos de elementos de ángulos sencillos, de ángulos dobles y de elementos similares cargados estáticamente. En elementos del tipo anterior cargados estáticamente y conectados mediante pernos o remaches, puede despreciarse la excentricidad entre los ejes centroidales de los elementos y los ejes de gramiles de sus conexiones. Tal excentricidad deberá considerarse, en cambio, cuando se trate de miembros sometidos a cargas que produzcan fatiga. Véase F.4.9.3.6 para la colocación de conectores en miembros fabricados hechos de aceros resistentes a los agentes atmosféricos.

F.4.9.2 - SOLDADURAS

F.4.9.2.1 - *Esfuerzos admisibles* - Las soldaduras deberán diseñarse en forma tal que cumplan los requisitos de esfuerzos establecidos en la tabla F.4-4, salvo lo estipulado en F.4.10.1.4.

F.4.9.2.2 - *Aleación de metal de soldadura* - Siempre que se especifique tenacidad de material, los consumibles del proceso para todo el material de soldadura, soldadura punteada, paso inicial y pasos subsiguientes, depositados en una unión, deben ser compatibles para garantizar un metal de soldadura compuesto rígido.

F.4.9.2.3 - *Precalentamiento de perfiles pesados* - Cuando se realizan empalmes de soldaduras acanaladas en perfiles ASTM A6, grupos 4 y 5, y en miembros soldados fabricados de platinas con espesores superiores a 50 mm, deben someterse a un precalentamiento igual o superior a 177°C.

F.4.9.3 - PERNOS, PARTES ROSCADAS Y REMACHES

F.4.9.3.1 - *Esfuerzo admisible a tensión y cortante* - Los esfuerzos admisibles a tensión y cortante sobre pernos, remaches, y partes roscadas (kgf por milímetro cuadrado del área de remaches antes de colocarlos o del área sin roscar del cuerpo del perno, y partes roscadas como se indica) deben ser los indicados en la tabla F.4-5. Los pernos de alta resistencia requeridos para soportar cargas aplicadas por medio de tensión directa, deben ser escogidos de tal forma que su esfuerzo promedio a tensión, calculado sobre la base del área nominal del perno e independiente de cualquier fuerza inicial de tensionamiento, no exceda los esfuerzos apropiados dados en la tabla F.4-5. La carga aplicada debe ser la suma de la carga externa y de cualquier tensión resultante de la acción de tenaza, producida por la deformación de las partes conectadas.

Cuando se especifica en el diseño, la resistencia nominal al deslizamiento para conexiones que tengan condiciones especiales de superficies de contacto puede incrementarse hasta los valores aplicables en la "Especificación para Juntas Estructurales que utilizan pernos ASTM A325 o NTC 4028 (ASTM A490)" de la RCSC.

En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas sobre la base de perforaciones estándares pueden insertarse platinas de relleno hasta de 6.3 mm sin reducir el esfuerzo cortante admisible a aquel especificado para perforaciones alargadas.

El diseño de pernos, partes roscadas y remaches sometidos a cargas que producen fatiga se regirá de acuerdo con F.4.13.1.3.

F.4.9.3.2 - *Esfuerzo cortante y de tensión combinados en conexiones tipo aplastamiento* - Los pernos y remaches solicitados por esfuerzos cortantes combinados con tensión deben diseñarse de manera que el

esfuerzo a tensión, F_t, en kgf/mm², calculado con base en el área nominal del cuerpo, A_b, y producido por las fuerzas aplicadas a las piezas conectadas, no exceda de los valores calculados mediante las fórmulas de la tabla F.4-6, en donde el esfuerzo cortante producido por las mismas fuerzas, f_v, no debe exceder de los valores admisibles estipulados en la tabla F.4-5. Cuando los esfuerzos admisibles son incrementados al considerar cargas por viento o sismo de acuerdo con F.4.1.2, las constantes en las fórmulas de la tabla F.4-6 se incrementarán en 1/3, pero el factor aplicado a f_v no debe incrementarse.

F.4.9.3.3 - *Esfuerzo cortante y de tensión combinados en conexiones de deslizamiento crítico* - Para pernos A-325 y A-490 empleados en juntas de deslizamiento crítico, el máximo esfuerzo cortante admisible dado por la tabla F.4-5, debe multiplicarse por el coeficiente de reducción $\left(1 - f_t A_b / T_b\right)$, en donde f_t es el esfuerzo promedio a tensión producido por una carga directa aplicada a todos los pernos en la unión y T_b, la carga de pretensionamiento del perno especificada en la tabla F.2-8. Cuando los esfuerzos admisibles se incrementan para fuerzas de viento o sismo de acuerdo con F.4.1.2, el esfuerzo cortante admisible reducido, debe incrementarse en 1/3.

F.4.9.3.4 - *Esfuerzo de aplastamiento admisible en perforaciones de pernos* - Sobre el área proyectada de pernos y remaches en conexiones sometidas a corte con la distancia extrema en la línea de acción de la fuerza no menor que $1.5d$ y la distancia entre centros de pernos no menor que $3d$:

(1) En perforaciones estándares o poco alargadas con dos o más pernos en la línea de acción de la fuerza,

$$F_p = 1.2 F_u \qquad \textbf{(F.4-43)}$$

en donde:

F_p = esfuerzo admisible de aplastamiento, kgf/mm².

(2) En perforaciones muy alargadas con el eje de la ranura perpendicular a la dirección de la carga con dos o más pernos en la línea de acción de la fuerza,

$$F_p = 1.0 F_u \qquad \textbf{(F.4-44)}$$

Sobre el área proyectada del perno o remache más cercano al borde en perforaciones estándares o poco alargadas con la distancia al borde menor que $1.5d$ y en todas las conexiones con un solo perno en la línea de acción de la fuerza:

$$F_p = \frac{L_e F_u}{2d} \leq 1.2 F_u \qquad \textbf{(F.4-45)}$$

en donde:

L_e = distancia desde el borde libre al centro del perno, mm

d = diámetro del perno, mm

Tabla F.4-4 - Esfuerzo admisible en soldaduras (f)

Tipo de Soldadura y esfuerzo (a)	Esfuerzo admisible	Nivel requerido de resistencia de la soldadura (b), (c)
Soldaduras de surco de penetración total		
Tensión normal al área efectiva	El mismo del metal de base	Se debe utilizar metal de soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	El mismo del metal de base	Se permite metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	El mismo del metal de base	
Corte sobre el área efectiva	0.30 x la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kgf/mm²)	
Soldaduras de surco de penetración parcial (d)		
Compresión normal al área efectiva	El mismo del metal de base	Se permite metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (e)	El mismo del metal de base	
Corte paralelo al eje de la soldadura	0.30 x la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kgf/mm²)	
Tensión normal al área efectiva	0.30 x la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kgf/mm²), excepto que el esfuerzo de tensión sobre el metal base no excederá 0.60 x el esfuerzo de fluencia del metal base	
Soldaduras de filete		
Corte sobre el área efectiva (a)	0.30 x la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kgf/mm²)	Se permite metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (e)	El mismo del metal de base	
Soldaduras de tapón y ranura		
Corte paralelo a las superficies unidas (sobre el área efectiva)	0.30 x la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kgf/mm²)	Se permite metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"

Notas:

(a) Véase en F.2.10.2.1.1 la definición de área efectiva.

(b) Los metales de soldadura "compatibles" están dados en la tabla 4.1-1 de la Norma AWS D 1.1.

(c) Se permitirá metal de soldadura con una resistencia superior en un nivel a la del metal de soldadura "compatible".

(d) En F.2.10.2.1.2(b) se limita el uso de juntas soldadas de surco de penetración parcial.

(e) Las soldaduras de filete y las de surco de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre aleta y alma, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos a tensión o a compresión en estos elementos, que actúan paralelos a los ejes de las soldaduras.

(f) El diseño del material conectado está gobernado por F.4.3 a F.4.6.

Tabla F.4-5
Esfuerzos admisibles en sujetadores (kgf/mm²)

Descripción de los Sujetadores	Tensión Admisible F_t (g)	Cortante Admisible (F_v) (g)				
		Conexiones de deslizamiento crítico con huecos (e, i)				Conexiones tipo Aplastamiento (i)
		Perforaciones estándares	Perforaciones grandes o alargadas	Perforaciones muy alargadas		
				Carga Transversal	Carga Paralela (f)	
Remaches NTC 4033 (ASTM A502) Grado 1 colocados en caliente	(a) 16.2					(f) 12.3
Remaches NTC 4033 (ASTM A502) Grado 2 y 3 colocados en caliente	(a) 20.4					(f) 15.5
Pernos NTC 4034 (ASTM A307) (Grado 2)	(a) 14.1					(b, f) 7.0
Partes roscadas que cumplan los requisitos de F.2.3.3 y F.2.3.4, pernos NTC 858 (ASTM A449) (Grado 4, NTC 858) que cumpla los requisitos de F.2.3.4 cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(a, c, h) $\mathbf{0.33F_u}$					(h) $\mathbf{0.17F_u}$
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(a, h) $\mathbf{0.33F_u}$					(h) $\mathbf{0.22F_u}$
Pernos ASTM A325 Grado 5, cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(d) 30.9	12.0	10.5	8.4	7.0	(f) 14.8
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(d) 30.9	12.0	10.5	8.4	7.0	(f) 21.1
Pernos NTC 4028 (ASTM A490) (Grado 8) cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(d) 38.0	14.8	12.7	10.5	9.1	(f) 19.7
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(d) 38.0	14.8	12.7	10.5	9.1	(f) 28.1

Notas:

(a) Unicamente para carga estática.

(b) Permitidas las roscas en el plano de corte.

(c) La capacidad a tensión de la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, $\mathbf{A_b}$, deberá ser mayor que el valor obtenido al multiplicar $\mathbf{0.6F_y}$ por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento.

(d) Véase F.4.13.1.3 cuando se trate de pernos ASTM A325 y NTC 4028 (ASTM A490) sujetos a cargas que produzcan fatiga.

(e) Clase A (Coeficiente de deslizamiento 0.33). Superficies libres de escamas de laminado y limpiadas con chorro de arena y revestimiento Clase A. Cuando lo especifique el diseñador pueden incrementarse los esfuerzos admisibles a corte, $\mathbf{F_v}$, en conexiones de deslizamiento crítico, cuyas superficies de contacto tengan condiciones especiales, a los valores aplicables dados en las especificaciones del RCSC.

(f) Los valores tabulados deben reducirse en un 20% cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros a tensión, tengan una línea de sujetadores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de las fuerzas sea mayor que 1270 mm.

(g) Véase F.4.1.2.

(h) Véase la tabla 2, sección de valores numéricos para los valores correspondientes a los diferentes aceros según las normas ASTM.
(i) En F.2.10.3.7 se establecen limitaciones para el uso de perforaciones sobredimensionadas y alargadas.
(j) Dirección de aplicación de la carga con relación al eje largo de la ranura.

Si la deformación alrededor de la perforación no es una consideración de diseño y se requiere un espaciamiento adecuado y una distancia al borde de acuerdo con F.4.9.3.4 y F.4.9.3.5 respectivamente se permite la siguiente fórmula en lugar de la fórmula F.4-43:

$$F_p = 1.5 F_u \qquad \textbf{(F.4-46)}$$

En consecuencia el límite de la fórmula F.4-45 se incrementará a $1.5F_u$.

Tabla F.4-6
Esfuerzo admisible a tensión (F_t) de sujetadores en conexiones tipo aplastamiento (kgf/mm²)

Descripción de los sujetadores	Partes roscadas incluidas en el plano de corte	Partes roscadas excluidas del plano de corte
Pernos Grado 2, NTC 4034 (ASTM A307)	$18 - 1.8f_v$ £ 14	
Partes roscadas Pernos Grado 4 NTC 858 (ASTM A449), Diámetros superiores a 38.1 mm	$0.43F_u - 1.8f_v$ £ $0.33F_u$	$0.43F_u - 1.4f_v$ £ $0.33F_u$
Pernos Grado 5, ASTM A325	$\sqrt{31^2 - 4.39f_v^2}$	$\sqrt{31^2 - 2.15f_v^2}$
Pernos Grado 8, NTC 4028 (ASTM A490)	$\sqrt{38^2 - 3.75f_v^2}$	$\sqrt{38^2 - 1.82f_v^2}$
Remaches Grado 1, NTC 4033 (ASTM A502)	$21 - 1.3f_v$ £ 16	
Remaches Grado 2, NTC 4033 (ASTM A502)	$27 - 1.3f_v$ £ 20	

F.4.9.3.5 - *Separación mínima* - La distancia mínima entre centros de perforaciones estándares agrandadas o alargadas para colocar remaches o pernos no podrá ser inferior a 2 2/3 d y se preferirá que sea igual a 3d, en donde d es el diámetro nominal del respectivo elemento de conexión. Además no podrá ser menor a la establecida en el siguiente numeral cuando éste sea aplicable.

A lo largo de una línea paralela a la línea de acción de la fuerza transmitida, la distancia entre centros de perforaciones s no podrá ser inferior a $3d$ cuando F_p se determina por las fórmulas F.4-43 y F.4-44. De lo contrario s no podrá ser inferior a la siguiente:

(a) Para perforaciones estándares:

$$s \text{ £ } \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \qquad \textbf{(F.4-47)}$$

en donde:
P = fuerza transmitida por un elemento de conexión a la parte crítica conectada, en kgf
F_u = resistencia a la tensión mínima especificada de la parte crítica conectada, en kgf/mm²
t = espesor de la parte crítica conectada, mm

(b) Para perforaciones agrandadas y alargadas, la distancia requerida en el subnumeral anterior para las perforaciones estándares, más el incremento aplicable, C_1, dado en la tabla F.2-12, con el requisito adicional que la distancia libre entre perforaciones no sea inferior al diámetro del perno.

F.4.9.3.6 - *Distancia mínima al borde* - La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de una parte conectada no será inferior al valor aplicable de la tabla F.2-13 ni al valor dado en la fórmula F.4-48, según corresponda.

A lo largo de la línea de acción de la fuerza transmitida, la distancia del centro de una perforación estándar al borde de la parte conectada L_e no será inferior a $1.5d$ cuando F_p se determina por las fórmulas F.4-43 o F.4-44. De lo contrario la distancia al borde no será inferior a

$$L_e \geq \frac{2P}{F_u t} \qquad \textbf{(F.4-48)}$$

en donde P, F_u y t tienen el mismo significado que en F.4.9.3.5.

La distancia del centro de una perforación agrandada o alargada al borde de una parte conectada no será inferior a la prevista para una perforación estándar, más el incremento aplicable, C_2, dado en la tabla F.2-14.

F.4.9.4 - ESFUERZO ADMISIBLE DE ROTURA POR CORTANTE - En conexiones del extremo de una viga cuando la aleta superior está despuntada y en situaciones similares en que la falla puede ocurrir por corte a lo largo de un plano que pasa por los elementos de conexión, o por una combinación de corte a lo largo de dicho plano y tensión a lo largo de un plano perpendicular:

$$F_v = 0.30F_u \qquad \textbf{(F.4-49)}$$

que actúa sobre el área neta de corte A_v, y,

$$F_t = 0.50F_u \qquad \textbf{(F.4-50)}$$

que actúa sobre el área neta de tensión A_t.

La trayectoria neta mínima de falla deberá investigarse en la periferia de conexiones soldadas (Véanse F.2.2.2 y las figuras C-F.4.9.4.1, C-F.4.9.4.2, C-F.4.9.4.3 y C-F.4.9.4.4 de los comentarios).

F.4.9.5 - ELEMENTOS DE CONEXIÓN - Este numeral se aplica al diseño de elementos de conexión, tales como atiesadores, cartelas, ángulos, ménsulas y tableros de conexión viga-columna.

F.4.9.5.1 - *Esfuerzo admisible de rotura por cortante* - Para situaciones en que puedan ocurrir fallas por cortante a lo largo de un plano que pase por los sujetadores, o por una combinación de cortante a lo largo de dicho plano y tensión a lo largo de un plano perpendicular, véase F.4.9.4.

F.4.9.6 - PLATINAS DE RELLENO - No se requiere extender y desarrollar los elementos de relleno con espesores entre 6.3 y 19 mm, siempre y cuando que el esfuerzo cortante admisible en los pernos se reduzca por el factor $0.4(t - 0.25)$, donde t es el espesor total de los elementos de relleno, hasta 19 mm.

F.4.9.7 - ESFUERZOS ADMISIBLES DE APLASTAMIENTO - Sobre el área de contacto de superficies cepilladas y extremos de rigidizadores de apoyo y sobre el área proyectada de pasadores en perforaciones rimadas o taladradas:

$$F_p = 0.90F_y \qquad \textbf{(F.4-51)}$$

En los rodillos de expansión y en los balancines, kgf por unidad de longitud:

$$F_p = \left[\frac{F_y - 9.14}{20}\right]0.66d \qquad \textbf{(F.4-52)}$$

en donde:

d = es el diámetro del rodillo o balancín, mm.

F.4.9.8 - BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO EN MAMPOSTERIA Y CONCRETO - Se deben establecer estipulaciones adecuadas para transmitir las cargas y momentos de columnas a las bases y fundaciones.

- En ausencia de especificaciones se utilizarán los siguientes valores de esfuerzos:
- En piedra caliza y arenisca ..... $F_p = 0.28$ kgf/mm²
- En ladrillo con pega de mortero de cemento ..... $F_p = 0.18$ kgf/mm²
- En el área total de un apoyo de concreto ..... $F_p = 0.35f'_c$
- En el área parcial de un apoyo de concreto ..... $F_p = 0.35f'_c\sqrt{A_2/A_1} \leq 0.70f'_c$

en donde:

f'_c = resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/mm²

A_1 = área de contacto sobre el apoyo de concreto, mm²

A_2 = área total de apoyo del concreto, mm²

F.4.10 CONSIDERACIONES ESPECIALES DE DISEÑO

F.4.10.1 - BASES DE DISEÑO - Almas y aletas bajo fuerzas concentradas

F.4.10.1.1 - Los miembros con cargas concentradas aplicadas normalmente a una de las aletas y simétricas con respecto al alma deben tener una aleta y el alma diseñadas para satisfacer los criterios de flexión local de la aleta, resistencia a la fluencia, arrugamiento y pandeo lateral del alma de acuerdo con F.4.10.1.2, F.4.10.1.3, F.4.10.1.4 y F.4.10.1.5.

Los miembros con cargas concentradas aplicadas en las dos aletas deben tener el alma diseñada para satisfacer los criterios de fluencia, arrugamiento y pandeo del alma como columna, de acuerdo con F.4.10.1.3, F.4.10.1.4 y F.4.10.1.6.

No hay necesidad de verificar F.4.10.2 y F.4.10.3 cuando se colocan atiesadores dobles en los lados opuestos del alma bajo cargas concentradas, en una longitud igual a la mitad de la altura del miembro.

Para almas de columnas sometidas a fuerzas cortantes altas y atiesadores de apoyo, véanse F.4.10.1.7 y F.4.10.1.8 respectivamente.

F.4.10.1.2 - ***Flexión local de las aletas*** - Se debe colocar un par de atiesadores opuestos a la aleta a tensión o a las aletas de vigas que descansan en el miembro, siempre que el espesor de la aleta de éste, t_f, sea menor que:

$$0.40\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \qquad \textbf{(F.4-53)}$$

en donde:

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna, kgf/mm²

P_{bf} = la fuerza calculada que transmite la aleta o platina de conexión de momento, multiplicada por 5/3 cuando se consideran únicamente cargas muertas y vivas, o por 4/3, cuando se incluyen además de las anteriores, fuerzas de viento y sísmicas, kgf.

Si la longitud de la zona cargada, medida a través de la aleta del miembro, es menor que $0.15b$, no es necesario verificar la fórmula F.4-53; b es el ancho de la aleta del miembro.

F.4.10.1.3 - ***Fluencia local del alma*** - Si el esfuerzo a compresión en el pie de la transición del alma, resultante de cargas concentradas, excede de $0.66F_y$, se deben colocar atiesadores de apoyo en las vigas principales y vigas de alma llena soldadas.

(a) Cuando la fuerza que ha de resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión, aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor que la altura de éste,

$$\frac{R}{t_w(N+5k)} \leq 0.66F_y \qquad \textbf{(F.4-54)}$$

(b) Cuando la fuerza que ha de resistirse es una carga concentrada aplicada en el extremo del miembro o cerca de éste,

$$\frac{R}{t_w(N+2.5k)} \leq 0.66F_y \qquad \textbf{(F.4-55)}$$

en donde:

R = carga concentrada o reacción, kgf
t_w = espesor del alma, mm
N = longitud de apoyo (no inferior que k en reacciones extremas), mm
k = distancia desde la cara exterior de la aleta al pie de la transición del alma, mm

F.4.10.1.4 - *Arrugamiento del alma* - Cuando la fuerza a compresión excede los siguientes límites, deben colocarse atiesadores de apoyo en el alma de miembros bajo cargas concentradas:

(a) Cuando la carga concentrada está aplicada a una distancia no inferior a $d/2$ del extremo del miembro,

$$R = 57t_w^2\left[1+3(N/d)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \textbf{(F.4-56)}$$

(b) Cuando la carga concentrada está aplicada a una distancia menor a $d/2$ del extremo del miembro,

$$R = 28.5t_w^2\left[1+3(N/d)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \textbf{(F.4-57)}$$

en donde:

F_{yw} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el alma de la viga, kgf/mm²
d = altura total del miembro, mm
t_f = espesor de la aleta, mm

No se requiere verificar las fórmulas F.4-56 y F.4-57 cuando los atiesadores provistos se colocan en una longitud igual como mínimo a la mitad de la altura del alma.

F.4.10.1.5 - ***Pandeo lateral del alma*** - Cuando la fuerza a compresión excede los siguientes limites, deben colocarse atiesadores de apoyo en las almas de miembros con aletas que no están restringidas contra el movimiento relativo por atiesadores o riostras laterales y estén sometidas a cargas concentradas de compresión:

(a) Si la aleta cargada está restringida contra la rotación y la relación $(d_c/t_w)/(l/b_f)$ es menor que 2.3:

$$R = \frac{6800t_w}{h}\left[1+0.4\left(\frac{d_c/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad \textbf{(F.4-58)}$$

(b) Si la aleta cargada no está restringida contra la rotación y la relación $(d_c/t_w)/(l/b_f)$ es menor que 1.7:

$$R = \frac{6800 t_w}{h}\left[0.4\left[\frac{d_c/t_w}{l/b_f}\right]^3\right] \qquad \textbf{(F.4-59)}$$

en donde:

l = la mayor longitud sin arriostramiento lateral en el punto de aplicación de la carga a lo largo de cualquier aleta, mm

b_f = ancho de la aleta, mm

d_c = $d-2k$ = Altura libre del alma entre las transiciones aleta-alma, mm

No hay necesidad de verificar las fórmulas F.4-58 y F.4-59 en almas sometidas a cargas uniformemente distribuídas o cuando la relación $(d_c/t_w)/(l/b_f)$ excede los valores de 2.3 y 1.7, respectivamente.

F.4.10.1.6 - ***Pandeo por compresión del alma*** - Cuando la altura del alma, con exclusión de los filetes, d_c es mayor que

$$\frac{3440 t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \qquad \textbf{(F.4-60)}$$

se deben colocar uno o dos atiesadores opuestos a la aleta a compresión.

En donde:

t_{wc} = espesor del alma de la columna, mm

F.4.10.1.7 - ***Miembros a compresión con tableros de alma sometidos a esfuerzos cortantes altos*** **-** Los miembros sometidos a esfuerzos cortantes altos en el alma, deben investigarse de acuerdo con F.4.5.4.

F.4.10.1.8 - ***Atiesadores para cargas concentradas*** - Siempre que sean aplicables los requisitos de F.4.10.1.2 a F.4.10.1.6, se deben colocar pares de atiesadores en los extremos no aporticados o en los puntos de cargas concentradas en el interior de vigas principales, viguetas o columnas.

Los atiesadores no deben extenderse más de la mitad de la altura del alma si así se requiere en F.4.10.2, F.4.10.1.3 o la fórmula F.4-61, excepto como sigue:

Siempre que se requieran atiesadores con base en F.4.10.1.4 o F.4.10.1.6, éstos deben diseñarse como miembros axialmente comprimidos (columnas) de acuerdo con los requisitos de F.4.4.1 con una longitud efectiva igual a $0{,}75h$, una sección transversal compuesta por dos atiesadores y una franja del alma que tenga un ancho de $25t_w$ para atiesadores intermedios y de $12t_w$ para atiesadores en los extremos de miembros.

Cuando la carga normal a la aleta es una carga de tensión, los atiesadores se soldarán a la aleta cargada. Cuando la carga es de compresión, los atiesadores podrán soldarse o simplemente apoyarse en la aleta cargada.

Cuando en conexiones de extremo de viga, que deben transmitir momento, se suelden las aletas o platinas de conexión a la aleta de una columna constituida por un perfil **I** o **H**, se debe proporcionar al alma de la columna un par de rigidizadores que tenga área transversal total, A_{st}, no inferior a la calculada mediante la fórmula F.4-61, a menos que dicho cálculo resulte positivo.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc}(t_b + 5k)}{F_{yst}} \qquad \textbf{(F.4-61)}$$

en donde:

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna (kgf/mm²)

F_{yst} = esfuerzo de fluencia de los rigidizadores (kgf/mm²)

k = distancia entre la cara exterior de la aleta y el pie del alma de la zona de transición, si se trata de un perfil de acería, o la distancia equivalente, si el perfil de la columna ha sido fabricado (mm)

t_b = espesor de la aleta o de la platina de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada, (mm)

Los atiesadores que se requieran según las estipulaciones de la fórmula F.4-61 y F.4.10.1.2 y F.4.10.1.6 deben cumplir con los siguientes criterios:

(1) El ancho de cada atiesador más $1/2$ del espesor del alma de la columna no debe ser inferior a 1/3 del ancho de la aleta o platina de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.

(2) El espesor de los atiesadores no debe ser inferior a $t_b/2$

(3) La soldadura que conecta los atiesadores al alma de la columna debe calcularse para resistir la fuerza en el atiesador que causa el desbalance de los momentos que actúan en los lados opuestos de la columna.

F.4.10.2 - EMPOZAMIENTO DE AGUA - El esfuerzo de flexión total debido a las cargas muertas, cargas vivas gravitacionales (si las hay) y el empozamiento de agua no debe exceder de $0.80F_y$ en los miembros principales ni en los secundarios. No es necesario incluir en un análisis de empozamiento los esfuerzos originados por el viento o por fuerzas sísmicas.

F.4.10.3 - TORSION - Los efectos de torsión deben considerarse en el diseño de miembros y los esfuerzos normales y de corte producidos por torsión deben añadirse a los esfuerzos causados por todas las demás cargas; los esfuerzos resultantes no deberán sobrepasar los valores admisibles.

F.4.10.4 - FATIGA - Los miembros y sus conexiones sujetos a cargas de fatiga, deberán diseñarse de conformidad con lo estipulado en F.4.13.1.

F.4.11 - REQUISITOS DE DISEÑO

F.4.11.1 - PANDEO LOCAL

F.4.11.1.1 - ***Elementos esbeltos a compresión*** - Los miembros cargados axialmente y los miembros a flexión que contengan elementos solicitados por compresión que tengan una relación ancho/espesor en exceso a los valores no compactos aplicables, tal como se estipula en F.4.2.1 se diseñarán de acuerdo con los siguientes requisitos.

F.4.11.1.1.1 - ***Elementos no atiesados a compresión*** - El esfuerzo admisible de elementos no atiesados a compresión cuya relación ancho/espesor exceda el valor no compacto aplicable, estipulado en F.4.2.1 estará sujeto a un coeficiente de reducción Q_s el cual se determinará por las fórmulas aplicables F.4-62 a F.4-67 cuando tales elementos comprenden la aleta a compresión de un elemento a flexión, el máximo esfuerzo flector admisible no debe exceder $0{,}60F_yQ_s$, ni el valor aplicable provisto en F.4.4.1. El esfuerzo admisible de miembros a compresión cargados axialmente se modificará por el coeficiente de reducción apropiado Q, tal como se estipula en F.4.11.1.1.3.

Para ángulos sencillos:

Cuando $64/\sqrt{F_y} < b/t < 130/\sqrt{F_y}$:

$$Q_s = 1340 - 0.00533(b/t)\sqrt{F_y} \qquad \textbf{(F.4-62)}$$

Cuando $b/t \geq 130/\sqrt{F_y}$:

$$Q_s = \frac{10900}{F_y (b/t)^2} \qquad \textbf{(F.4-63)}$$

Para ángulos o platinas en voladizo de columnas u otros elementos a compresión y para elementos en voladizo de aletas a compresión de vigas y viguetas:

Cuando $80 \Big/ \sqrt{F_y / K_c} < b/t < 164 \Big/ \sqrt{F_y / k_c}$

$$Q_s = 1293 - 0.00369 (b/t) \sqrt{F_y / k_c} \qquad \textbf{(F.4-64)}$$

Cuando $b/t \geq 164 \Big/ \sqrt{F_y / k_c}$

$$Q_s = \frac{18420 k_c}{F_y (b/t)^2} \qquad \textbf{(F.4-65)}$$

Para almas de tees:

Cuando $106 \Big/ \sqrt{F_y} < b/t < 148 \Big/ \sqrt{F_y}$:

$$Q_s = 1908 - 0.00852 (b/t) \sqrt{F_y} \qquad \textbf{(F.4-66)}$$

Cuando $b/t \geq 148 \Big/ \sqrt{F_y}$:

$$Q_s = \frac{14060}{F_y (b/t)^2} \qquad \textbf{(F.4-67)}$$

en donde:

b = ancho del elemento no atiesado a compresión como se define en F.4.2.1, mm

t = espesor del elemento no atiesado, mm

F_y = punto de fluencia mínimo especificado, kgf/mm²

$k_c = 4.05 \Big/ (h/t)$ si $h/t > 70$, de lo contrario $k_c = 1.0$

Los elementos no atiesados de tees cuyas dimensiones excedan los límites de F.4.2.1 deberán cumplir con las limitaciones dadas en la tabla F.4-7.

F.4.11.1.1.2 - *Elementos atiesados a compresión* - Cuando la relación ancho-espesor de elementos atiesados comprimidos uniformemente (excepto platabandas perforadas) exceda el límite no compacto, estipulado en F.4.2.1 se deberá emplear un ancho efectivo reducido, b_e, al determinar las propiedades de diseño de la sección que contiene el elemento, excepto que la relación b_e/t no necesita tomarse tan pequeña como el valor aplicable permitido en F.4.2.1.

Tabla F.4-7
Proporciones límites para tees y canales

Clase de Perfil	Relación entre el ancho de la aleta y la altura del perfil	Relación entre el espesor de la aleta y el espesor del alma
Canales ensamblados o laminados	≤0.25 ≤0.50	≤3.0 ≤2.0
Tees ensambladas	≥0.50	≥1.25
Tees laminadas	≥0.50	≥1.10

Para aletas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = \frac{212t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{42.2}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \leq b \qquad \textbf{(F.4-68)}$$

Para otros elementos comprimidos uniformemente:

$$b_e = \frac{212t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{37.0}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \leq b \qquad \textbf{(F.4-69)}$$

en donde:

b = ancho del elemento atiesado a compresión tal como se define en F.4.2.1, mm

$\mathbf{b_e}$ = ancho reducido, mm

t = espesor del elemento, mm

f = esfuerzo de compresión (esfuerzos axiales más esfuerzos flectores) en los elementos atiesados, calculado con base en las propiedades de diseño que se especifican en F.4.2.1, kgf/mm². Si la sección transversal incluye elementos no atiesados, el **f** para el elemento atiesado debe ser tal que el esfuerzo máximo de compresión en el elemento no atiesado no exceda de $\mathbf{F_aQ_s}$ o $\mathbf{F_bQ_s}$, según el caso.

Cuando los esfuerzos admisibles se incrementan por acción de cargas de viento o sismo de acuerdo con las estipulaciones de F.4.2.1, el ancho efectivo, $\mathbf{b_e}$, será determinado sobre la base de **0.75** veces el esfuerzo producido por cargas de viento o sismo solamente o en combinación con las cargas vivas y muertas de diseño.

Para las secciones circulares cargadas axialmente:

Los miembros con una relación diámetro-espesor **D/t** comprendida entre $\mathbf{2320/F_y}$ y $\mathbf{9140/F_y}$, no deben exceder el valor más pequeño determinado por F.4.4.1 ni

$$F_a = \frac{465}{D/t} + 0.40\,F_y \qquad \textbf{(F.4-70)}$$

en donde:

D = diámetro exterior, mm

t = espesor de la pared, mm

F.4.11.1.1.3 - *Propiedades de diseño* - Las propiedades de diseño se deben determinar empleando secciones transversales completas del elemento, con las siguientes excepciones:

Al calcular el momento de inercia y el módulo de sección de elementos a flexión, se debe utilizar el ancho efectivo de los elementos atiesados sometidos a compresión uniforme, tal como se define en F.4.11.1.1.2 a fin de determinar las propiedades transversales efectivas.

Para los elementos atiesados de la sección transversal

$$Q_a = \frac{\text{área efectiva}}{\text{área real}} \qquad \textbf{(F.4-71)}$$

Para los elementos no atiesados de la sección transversal, se puede utilizar el $\mathbf{Q_s}$ definido en el numeral F.4.11.1.1.1.

Para los miembros a compresión cargados axialmente el área total transversal y el radio de giro, **r**, se calcularán con base en la sección transversal real. El esfuerzo admisible en miembros a compresión con carga axial que contienen elementos no atiesados o atiesados no debe exceder

$$F_a = \frac{Q\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right]F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \qquad \textbf{(F.4-72)}$$

Cuando Kl/r es menor que C_c

$$C_c = \sqrt{\frac{2p^2E}{QF_y}}$$

y

$$Q = Q_s Q_a$$

(a) Secciones transversales compuestas totalmente por elementos no atiesados:

$$Q = Q_s \quad (Q_a = 1.0)$$

(b) Secciones transversales compuestas totalmente por elementos atiesados:

$$Q = Q_a \quad (Q_s = 1.0)$$

(c) Secciones transversales compuestas por elementos atiesados y no atiesados:

$$Q = Q_s Q_a$$

Cuando Kl/r excede C_c:

$$F_a = \frac{12p^2E}{23(Kl/r)^2} \qquad \textbf{(F.4-73)}$$

(e) Esfuerzo combinado axial y de flexión - Al aplicar las disposiciones de F.4.7 a miembros sometidos a esfuerzos combinados axiales y de tensión y que contengan elementos atiesados cuya relación ancho-espesor exceda el limite aplicable de secciones no compactas dado en F.4.2.1, los esfuerzos F_a, f_{bx} y f_{by} se deben calcular con base en las propiedades de la sección estipuladas en F.4.11.1.1.3. Para miembros que contengan elementos no atiesados cuya relación ancho-espesor exceda el limite de secciones no compactas, el esfuerzo flector admisible, F_b, será el valor más pequeño dado por $0.60F_yQ_s$ o el provisto en F.4.5.1.3. El término $f_a/0.60F_y$ de las fórmulas F.4-32 y F.4-86 será reemplazado por $f_a/0.60F_yQ$.

F.4.12 - VIGAS Y OTROS MIEMBROS A TENSION

F.4.12.1 - MIEMBROS DE ALMA ACARTELADA - El diseño de miembros acartelados que cumplen con los requisitos dados a continuación estará regido por las estipulaciones de F.4.5, salvo las modificaciones dadas en este numeral.

F.4.12.1.1 - *Requisitos generales* - La presente especificación se aplica a miembros acartelados siempre y cuando que cumplan con los requisitos de F.2.16.2.1.

F.4.12.1.2 - *Esfuerzo admisible de tensión* - El esfuerzo admisible para elementos acartelados a tensión se determinará de acuerdo con F.4.3.1.

F.4.12.1.3 - *Esfuerzo admisible de compresión* - El esfuerzo admisible en la sección total de elementos acartelados a compresión cargados axialmente, no debe exceder lo siguiente:

Cuando la relación de esbeltez efectiva S es menor que C_c:

$$F_{ag} = \frac{\left[1.0 - \left(S^2/2C_c^2\right)\right]F_y}{\left(5/3\right) + \left(3S/8C_c\right) - \left(S^3/8C_c^3\right)} \qquad \textbf{(F.4-74)}$$

Cuando la relación de esbeltez efectiva S excede de C_c:

$$F_{ag} = \frac{12p^2E}{23S^2} \qquad \textbf{(F.4-75)}$$

en donde:

S = Kl/r_{oy} para la flexión con respecto al eje menor y $K_g l/r_{ox}$ para la flexión con respecto al eje mayor
K = coeficiente de longitud efectiva para un miembro prismático
K_g = coeficiente de longitud efectiva para un miembro acartelado, determinado analíticamente
r_{ox} = radio de giro con respecto al eje mayor en el extremo más pequeño de un miembro acartelado, mm
r_{oy} = radio de giro con respecto al eje menor en el extremo más pequeño de un miembro acartelado, mm
l = longitud real sin arriostramientos del miembro, mm

F.4.12.1.4 - *Esfuerzos admisibles en flexión* - Los esfuerzos de tensión y compresión (kgf/mm²) en las fibras extremas de miembros acartelados en flexión no deben exceder los valores de las ecuaciones F.2-108 a F.2-115.

F.4.12.1.5 - *Esfuerzo admisible por cortante* - El esfuerzo admisible por cortante en miembros acartelados se calculará de acuerdo con F.4.5.4.

F.4.12.1.6 - *Esfuerzos combinados de flexión y fuerza axial* - Los miembros acartelados y segmentos no arriostrados de éstos sometidos a esfuerzos combinados de flexión y comprensión axial se diseñarán para satisfacer el requisito siguiente:

$$\left[\frac{f_{ao}}{F_{ag}}\right] + \left[\frac{C_m}{1 - \left(f_{ao}/F'_{eg}\right)}\left[\frac{f_{b1}}{F_{bg}}\right]\right] \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-76)}$$

y

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_b}{F_{bg}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-77)}$$

Cuando $f_{ao}/F_a \leq 0.15$, se permite la fórmula F.4-78 en lugar de las fórmulas F.4-76 y F.4-77:

$$\left[\frac{f_{ao}}{F_{ag}}\right] + \left[\frac{f_{b1}}{F_{bg}}\right] \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.4-78)}$$

en donde

F_g = esfuerzo de comprensión axial permitido cuando no hay momento flector, kgf/mm²
F_{bg} = esfuerzo de flexión permitido cuando no hay fuerza axial, kgf/mm²
F'_{eg} = esfuerzo crítico de Euler dividido por un factor de seguridad, kgf/mm²

$$= \frac{12p^2E}{23\left(K_g l_b/r_{bo}\right)^2} \qquad \textbf{(F.4-79)}$$

en donde:

l_b = longitud real no soportada en el plano de flexión

r_{bo} = radio de giro correspondiente en su extremo menor

f_{ao} = esfuerzo axial calculado en el extremo menor del miembro o segmento no arriostrado, según el caso, kgf/mm²

f_{bl} = esfuerzo de flexión calculado en el extremo mayor del miembro o segmento no arriostrado, según el caso, kgf/mm²

C_m = coeficiente utilizado en el término de las ecuaciones de interacción aplicado a flexión

$$= 1.0 + 0.1\left(\frac{f_{ao}}{F_{eg}}\right) + 0.3\left(\frac{f_{ao}}{F_{eg}}\right)^2 \qquad \textbf{(F.4-80)}$$

cuando el miembro está sometido a momentos extremos que producen flexión de curvatura simple y esfuerzos de flexión, calculados en los extremos, aproximadamente iguales:

$$C_m = 1.0 + 0.9\left(\frac{f_{ao}}{F_{eg}}\right) + 0.6\left(\frac{f_{ao}}{F_{eg}}\right)^2 \qquad \textbf{(F.4-81)}$$

cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero.

Cuando $Kl/r \geq C_c$ y los esfuerzos combinados se verifican a intervalos a lo largo de la longitud, f_{ao} puede reemplazarse por f_a y f_{bl} por f_b en las fórmulas F.4-76 y F.4-78.

F.4.13 - CONSIDERACIONES ESPECIALES DE DISEÑO

F.4.13.1 - FATIGA - Los miembros y las conexiones sujetas a esfuerzos de fatiga se deben diseñar de acuerdo con lo establecido en F.2.19.2, salvo lo siguiente.

F.4.13.1.1 - ***Fatiga de tensión en pernos*** - El esfuerzo de tensión en pernos Grado 5 o Grado 8 ASTM A325 y NTC 4028 (ASTM A490) sometidos a cargas de fatiga por tensión, producido por la combinación de la carga aplicada y las fuerzas de tensión resultantes de la acción de tenaza no debe exceder los siguientes valores. Las fuerzas de tensión resultantes por la acción de tenaza no deben exceder el 60% de la fuerza aplicada externamente.

Número de Ciclos	Grado 5 ASTM A325 kgf/mm²	Grado 8 NTC 4028 (ASTM A490) kgf/mm²
Hasta 20 000	31	38
De 20 000 a 500 000	28	34
Más de 500 000	22	27

CAPITULO F.5
PROVISIONES SISMICAS PARA EDIFICACIONES HECHAS CON PERFILES LAMINADOS O MIEMBROS ARMADOS DE ACERO ESTRUCTURAL; DISEÑO PARA ESFUERZOS ADMISIBLES

F.5.0 - GENERALIDADES

Como alternativa a los procedimientos de diseño sísmico con coeficientes de carga y de resistencia dados en el Capítulo F.3, se permiten los establecidos en el Capítulo F.4, con las modificaciones indicadas a continuación. Al utilizar el Diseño para Esfuerzos Admisibles, se aplicarán las provisiones del Capítulo F.3, exceptuando aquellos numerales en donde se indiquen las substituciones o adiciones siguientes.

F.5.0.1 - ALCANCE - Estos requisitos especiales se aplicarán junto con los establecidos en el Capítulo F.4. Están dirigidos al diseño y construcción de miembros de acero estructural en edificios para los cuales las fuerzas de diseño que resultan de movimientos sísmicos se han determinado con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta. En el presente Capítulo no se empleo el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

F.5.1 - CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y RESISTENCIAS NOMINALES

F.5.1.1 - Substitúyase F.3.2.2, por lo siguiente:

F.5.1.2 - RESISTENCIAS NOMINALES - Las resistencias nominales de los miembros se determinarán así:

(a) Reemplácese F.4.1.2 por lo siguiente: "La resistencia nominal de miembros de acero estructural para resistir fuerzas sísmicas que actúen solas o en combinación con las cargas viva y muerta se determinará multiplicando por 1.7 los esfuerzos admisibles establecidos en F.4.3, F.4.4, F.4.5, F.4.6, F.4.9 y F.4.10."

(b) En F.4.7.1 la definición de F_e' quedará así:

$$F_e' = \frac{p^2 E}{\left(Kl_b/r_b\right)^2}$$

en donde:

l_b = la longitud real en el plano de flexión.
r_b = el radio de giro correspondiente.
K = el coeficiente de longitud efectiva en el plano de flexión.

F.5.1.3 - Añádase la siguiente sección al Capítulo F.3.

F.5.1.4 - **RESISTENCIAS DE DISEÑO** - Las resistencias de diseño se establecerán así:

(a) Las resistencias de diseño de los miembros y conexiones estructurales de acero, sometidos a fuerzas sísmicas en combinación con otras cargas prescritas, se determinarán convirtiendo los esfuerzos admisibles a resistencias nominales y multiplicando dichas resistencias nominales por los coeficientes de resistencia dados a continuación.

(b) En este Capítulo se utilizarán los siguientes coeficientes de resistencia, $\mathbf{f}$:

Flexión	$\mathbf{f_b = 0.90}$
Miembros compuestos y sometidos a compresión axial	$\mathbf{f_c = 0.85}$
Barras con ojal y miembros conectados con pasadores:	
• Corte en el área efectiva	$\mathbf{f_v = 0.75}$
• Tensión en el área neta efectiva	$\mathbf{f_t = 0.75}$
• Aplastamiento en el área proyectada del pasador	$\mathbf{f_t = 1.00}$
Miembros sometidos a tensión:	
• Fluencia en la sección bruta	$\mathbf{f_t = 0.90}$
• Fractura en la sección neta	$\mathbf{f_t = 0.75}$
Corte	$\mathbf{f_v = 0.90}$
Conexiones:	
• Platinas de base que desarrollan la resistencia de los miembros o sistemas estructurales	$\mathbf{f = 0.90}$
• Conexiones soldadas que no desarrollan la resistencia del miembro o sistema estructural, incluyendo las conexiones de platinas de base y pernos de anclaje	$\mathbf{f = 0.67}$
• Soldaduras de penetración parcial en columnas cuando están sometidas a esfuerzos de tensión	$\mathbf{f = 0.80}$
• Pernos de alta resistencia, ASTM A325 y NTC 4028 (ASTM A490) y remaches:	
• Resistencia a tensión	$\mathbf{f = 0.75}$
• Resistencia al corte en juntas tipo aplastamiento	$\mathbf{f = 0.65}$
• En juntas de deslizamiento crítico	$\mathbf{f = 1.00}$
• Pernos A307:	
• Resistencia a tensión	$\mathbf{f = 0.75}$
• Resistencia al corte en juntas tipo aplastamiento	$\mathbf{f = 0.60}$

F.5.2 - REQUISITOS PARA LOS PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD MINIMA DE DISIPACION DE ENERGIA

F.5.2.1 - Substituya completamente F.3.6 por lo siguiente:

F.5.2.2 - ALCANCE - Los pórticos ordinarios resistentes a momento deberán tener la resistencia de diseño estipulada en el Capítulo F.4 para resistir las combinaciones de carga B.2.5.5 y B.2.5.6, modificada con las siguientes provisiones adicionales:

F.5.2.3 - **REQUISITOS DE LAS CONEXIONES** - Todas las conexiones viga a columna y columna a viga en los pórticos ordinarios resistentes a momento, que resisten fuerzas sísmicas, deberán cumplir con uno de los siguientes requisitos:

(a) Ser conexiones tipo 1 que cumplan con F.3.7.2, excepto que la resistencia requerida a flexión, $\mathbf{M_u}$, de la unión columna a viga no tiene que exceder la necesaria para desarrollar la resistencia nominal plástica a flexión de la conexión.

(b) Ser conexiones tipo 1 capaces de sufrir deformación inelástica y cuyas resistencias de diseño cumplan con los requisitos de F.3.6.1 para las combinaciones de carga F.3.2.1 y F.3.2.2.

(c) Se permiten conexiones tipo 1 o tipo 3 siempre y cuando:

c.1. Las resistencias de diseño de los miembros y conexiones cumplan con los requisitos de F.3.6.1.

c.2. Se haya demostrado mediante ensayos cíclicos que las conexiones tienen capacidad adecuada de rotación para una deriva de piso calculada con una carga horizontal de **0.4RxE** (en donde el término **0.4R** debe ser igual o mayor que 1.0).

c.3. Se considere en el diseño la deriva adicional debida a las conexiones tipo 3.

Las conexiones tipo 1 y tipo 3 están descritas en detalle en F.4.0.2.

F.5.3 - REQUISITOS PARA PORTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE

F.5.3.1 - Substitúyase lo siguiente en los literales a y d de F.3.9.6:

(a) Elimínese la referencia a F.2.18.

(b) Substitúyase la última frase del literal d por ésta: "Si la riostra resiste una porción del momento en el extremo del vínculo, como se describió antes, la conexión se diseñará como conexión tipo 1."

CAPITULO F.6
DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO FORMADOS EN FRIO

F.6.1 - GENERALIDADES

F.6.1.1 - Límites de aplicabilidad y terminología

F.6.1.1.1 - *Alcance y límites de aplicabilidad* - Esta Especificación debe aplicarse al diseño de miembros estructurales de acero dulce o de baja aleación, cuya sección ha sido formada en frío, a partir de láminas, tiras, platinas o barras de espesor menor de 25.4 mm y usados para sostener cargas en edificios. Puede también usarse en estructuras distintas de edificios siempre y cuando se tomen las medidas apropiadas para tener en cuenta los efectos dinámicos. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

F.6.1.1.2 - *Terminología* - Donde los siguientes términos aparezcan en esta Especificación tendrán el significado que a continuación se indica:

Elementos a compresión rigidizados o parcialmente rigidizados - Un elemento a compresión rigidizado o parcialmente rigidizado es un elemento plano en compresión (es decir, la aleta plana en compresión de un miembro en flexión, o el alma plana o la aleta plana de un miembro en compresión) en el cual ambos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo están rigidizados por uno u otro de los siguientes elementos: alma, aleta, pestaña rigidizadora, rigidizador intermedio o similares.

Elementos a compresión no rigidizados - Un elemento a compresión no rigidizado es un elemento plano que está rigidizado en un solo borde paralelo a la dirección del esfuerzo.

Elementos multirigidizados - Un elemento multirigidizado es un elemento que está rigidizado entre almas, o entre un alma y un borde rigidizado, por medio de rigidizadores intermedios paralelos a la dirección del esfuerzo. Un subelemento es la porción entre rigidizadores adyacentes o entre el alma y los rigidizadores intermedios o entre el borde y los rigidizadores intermedios.

Relación ancho plano a espesor - Es igual al ancho plano de un elemento medido en su plano, dividido por su espesor.

Ancho efectivo de diseño - Cuando el ancho plano de un elemento se reduce para efectos de diseño, el ancho de diseño reducido, se denomina ancho efectivo o ancho efectivo de diseño.

Espesor - El espesor, **t**, de un elemento o sección debe ser el espesor del acero base, sin incluir recubrimientos.

Pandeo por torso-flexión - El pandeo por torso-flexión es un modo de pandeo en el cual los elementos en compresión pueden doblarse y torcerse simultáneamente.

Sección con simetría de punto - Una sección con simetría de punto es una sección simétrica con respecto a un punto (centroide), como una sección Z de aletas iguales.

Punto de fluencia - El punto de fluencia $\mathbf{F_y}$ o $\mathbf{F_{sy}}$, según se usa en esta especificación, significa el punto de fluencia o la resistencia a la fluencia.

Esfuerzo - El esfuerzo, según se usa en esta Especificación significa la fuerza por unidad de área.

Ensayo de comprobación - Un ensayo de comprobación es un ensayo hecho, cuando se desee, en miembros, conexiones y ensamblajes diseñados de acuerdo con lo estipulado en F.6.1 a F.6.5 de esta especificación, o sus referencias específicas, para comparar su comportamiento real con el calculado.

Ensayo de comportamiento - Un ensayo de comportamiento es un ensayo hecho sobre miembros estructurales, conexiones y ensamblajes cuyo comportamiento no puede ser determinado por lo estipulado en F.6.1 a F.6.5 de esta especificación o sus referencias específicas.

Acero virgen - Acero virgen se refiere al acero tal como se recibe de la acería o de un depósito, antes de ser trabajado en frío en las operaciones de fabricación.

Propiedades del acero virgen - Las propiedades del acero virgen se refieren a las propiedades mecánicas del acero virgen tales como punto de fluencia, resistencia a la tensión y elongación.

Punto mínimo de fluencia especificado - El punto mínimo de fluencia especificado es el límite inferior del punto de fluencia, que se debe igualar o exceder en una prueba de especificación para que un lote de acero pueda usarse en miembros estructurales de acero formados en frío diseñados para ese punto de fluencia.

Perfiles estructurales de acero formado en frío - Perfiles estructurales de acero formado en frío son elementos fabricados por medio de prensas o perfiladoras, a partir de rollos o láminas, o utilizando un proceso de doblamiento de rollos o láminas; ambos procesos de formado deben ejecutarse a temperatura ambiente, es decir, sin la adición manifiesta de calor, como se requeriría en el caso del formado en caliente.

DCCR (Diseño con coeficientes de carga y resistencia) **-** Es un método para dimensionar los componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y ensamblajes) de tal manera que no se exceda el estado límite aplicable cuando la estructura se someta a todas las posibles combinaciones de carga.

Resistencia de diseño **-** Resistencia mayorada (fuerza o momento según el caso), $\mathbf{fR_n}$, suministrada por el componente estructural.

Resistencia requerida **-** Efecto de la carga (fuerza o momento, según el caso) que actúa en el componente estructural, hecho con base en las cargas mayoradas (usando las combinaciones de carga críticas más apropiadas para cada caso y los coeficientes de mayoración estipulados en el Título B).

F.6.1.1.3 - ***Unidades*** - La Especificación está escrita de tal forma que cualquier sistema compatible de unidades puede usarse excepto en donde el texto explícitamente indique lo contrario.

F.6.1.2 - PERFILES Y CONSTRUCCIONES QUE NO CUMPLEN ESTA ESPECIFICACION - Los requisitos de esta especificación no pretenden impedir el uso de perfiles o construcciones alternas no prescritas aquí específicamente. Tales alternativas deben cumplir lo estipulado en F.6.6 de esta especificación y deben ser aprobadas por la autoridad competente.

F.6.1.3 - MATERIALES

F.6.1.3.1 - ***Aceros aplicables*** - Esta Especificación requiere el uso de acero de calidad estructural según lo definido en general en las siguientes especificaciones NTC de ICONTEC, o ASTM de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales: (American Society for Testing and Materials)

NTC 1920 (ASTM A36). Acero estructural.

NTC 1950 (ASTM A242). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.

NTC 1971 (ASTM A441). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con manganeso y vanadio.

NTC 1985 (ASTM A572). Aceros de alta resistencia y baja aleación con colombio y vanadio, de calidad estructural.

NTC 1986 (ASTM A500). Tubería estructural de acero al carbón, soldada y sin costura, formada en frío, redonda, cuadrada o rectangular.

NTC 2012 (ASTM A588). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con punto mínimo de fluencia de 35.2 kgf/mm² (50 ksi) y hasta 102 mm (4 pulgadas) de espesor.

NTC 3347 (ASTM A570). Láminas y tiras de acero al carbón laminadas en caliente, de calidad estructural.

NTC 3467 (ASTM A611 - grados A, B, C y D). Láminas de acero dulce, al carbón, laminadas en frío, de calidad estructural.

NTC 4006 (ASTM A715 - grados 50 y 60). Láminas y tiras de acero, laminadas en caliente, de alta resistencia y baja aleación, con formabilidad mejorada.

NTC 4007 (ASTM A529). Acero estructural con punto de fluencia mínimo de 29.5 kgf/mm² (42 ksi) y espesor máximo 12.7 mm (1/2 pulgada).

NTC 4009 (ASTM A606). Láminas y tiras de acero, laminadas en caliente o en frío, de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

NTC 4016 (ASTM A607). Láminas y tiras de acero , laminadas en caliente o en frío, de baja aleación con colombio o vanadio o ambos.

ASTM A446 - grados A, B, C, D y F. Acero y láminas con recubrimiento de zinc (galvanizados) aplicado por inmersión en caliente, de calidad estructural (física).

ASTM A792 (grados 33, 37, 40 y 50). Láminas de acero, recubiertas con una aleación de aluminio y zinc, por inmersión en caliente. Requisitos Generales.

F.6.1.3.2 - *Otros aceros* - La lista dada en F.6.1.3.1 no excluye el uso de aceros de hasta 25.4 mm (1 pulgada) de espesor ordenados o producidos de acuerdo con otras especificaciones, siempre y cuando dichos aceros cumplan con los requisitos mecánicos y químicos de cualquiera de las especificaciones mencionadas anteriormente, u otra especificación publicada que establezca sus propiedades y aplicabilidad, y siempre que esté sujeto, bien sea por el productor o el comprador, a análisis, ensayos y otros controles con el alcance y en la forma prescrita por una de las especificaciones de la lista anterior y F.6.1.3.3.

F.6.1.3.3 - *Ductilidad* - Los aceros que no están en la lista de F.6.1.3.1 y que se usen para miembros y conexiones estructurales deben cumplir con uno de los siguientes requisitos de ductilidad:

F.6.1.3.3.1 - La relación entre la resistencia a la tensión y el punto de fluencia no debe ser menor que 1.08, y la elongación total no debe ser menor que el 10% en una longitud testigo de 51 mm (2 pulgadas) ó 7% en una longitud testigo de 203 mm (8 pulgadas) de la probeta estándar ensayada de acuerdo con la norma ASTM A370. Si estos requisitos no se pueden cumplir, se deben satisfacer los siguientes criterios: (1) la elongación local en una longitud de 12.7 mm (1/2 pulgada) que incluya la línea de fractura no debe ser menor del 20%, (2) la elongación uniforme en la región externa a la fractura no debe ser menor del 3%[1].

Cuando la ductilidad del material se determina con base en los criterios de elongación local y uniforme, se restringe su uso al diseño de cambios y correas[2] de acuerdo con F.6.3.3.1.1(a), F.6.3.3.1.2 y F.6.3.3.1.3. Para correas y cambios sujetos a carga axial y a momento flector combinados (F.6.3.5), $\mathbf{P/P_a}$ no debe exceder 0.15.

F.6.1.3.3.2 - Los aceros que cumplen la norma ASTM A446 grado E y A611 grado E y otros aceros que no cumplen lo estipulado en F.6.1.3.3.1 pueden usarse para configuraciones especiales siempre que (1) la resistencia a la fluencia, $\mathbf{F_y}$, usada para diseño en los Capítulos F.6.2, F.6.3 y F.6.4 se tome como el menor

(1) En el comentario se puede obtener más información sobre los procedimientos del ensayo

(2) Miembros estructurales horizontales que soportan tableros de techo o paneles de cubierta y cargas aplicadas por flexión, principalmente

valor entre el 75% del punto de fluencia mínimo especificado y 42 kgf/mm² (60 ksi) y (2) la resistencia a la tensión, F_u, usada para diseño en el Capítulo F.6.5 se tome como el menor valor entre el 75% del esfuerzo de tensión mínimo especificado y 43.4 kgf/mm² (62 ksi). Alternativamente, se debe demostrar la aplicabilidad de tales aceros para la configuración por medio de ensayos de carga, de acuerdo con el capítulo F.6.6.1. Las resistencias de diseño que se basen en estos ensayos no deben exceder las resistencias calculadas de acuerdo con los capítulos F.6.2 a F.6.5, usando el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_{sy}, para F_y y la resistencia a la tensión mínima especificada, F_u.

F.6.1.3.4 - *Espesor mínimo* - El espesor mínimo de acero sin revestimiento, del producto formado en frío tal como se despacha a la obra no debe ser en ningún sitio menor que el 95% del espesor t usado en su diseño; sin embargo, los espesores pueden ser menores en los dobleces, tales como esquinas, debido a los efectos del formado en frío.

F.6.1.4 - CARGAS

F.6.1.4.1 - *Carga muerta* - La carga muerta para diseño es el peso del acero estructural más todo el material permanentemente sujetado a él o soportado por él.

F.6.1.4.2 - *Carga viva o de granizo* - La carga viva o la carga de granizo debe ser aquella estipulada por la norma o especificación bajo la cual se está diseñando la estructura o aquella definida por las condiciones específicas del proyecto.

F.6.1.4.3 - *Carga de impacto* - Para estructuras que soportan cargas vivas que inducen impacto, la carga viva supuesta debe incrementarse suficientemente para tener en consideración el impacto. Para los casos más comunes se utilizarán los coeficientes de mayoración estipulados en el Título B.

F.6.1.4.4 - *Fuerzas de viento o de sismo* - Las fuerzas de viento o de sismo serán las establecidas en el Título B.

F.6.1.4.5 - *Empozamiento* - A menos que la superficie de cubierta tenga una pendiente suficiente hacia puntos de drenaje libre o drenajes individuales adecuados que prevengan la acumulación de aguas lluvias, el sistema de cubierta debe investigarse por análisis racional para asegurar su estabilidad bajo condiciones de empozamiento.

F.6.1.5 - ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

F.6.1.5.1 - *Bases de diseño* - Esta especificación se basa en el concepto de diseño para estados límites. El diseño para estados límites es un método para dimensionar los componentes estructurales de acero, formados en frío, (es decir los miembros, conectores y conexiones) de tal manera que no se exceda ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a cualquier combinación apropiada de cargas.

Se consideran dos tipos de estados límites: (1) el estado límite de la resistencia requerida para soportar las cargas extremas durante la vida útil de la estructura, y (2) el estado límite de la capacidad de la estructura para desempeñar la función deseada durante su vida útil. Estos estados límites se llamarán en este documento, el Estado Límite de Resistencia y el Estado Límite de Funcionamiento respectivamente.

F.6.1.5.1.1 - Estado límite de resistencia - El diseño es satisfactorio cuando las resistencias requeridas, determinadas para las cargas nominales asignadas multiplicadas por los coeficientes de mayoración de carga correspondientes, son menores o iguales que la resistencia de diseño de cada componente estructural.

La resistencia de diseño es igual a fR_n , en donde f es un coeficiente de resistencia y R_n es la resistencia nominal determinada de acuerdo con las ecuaciones dadas en F.6.3 para miembros, en F.6.4 para ensamblajes estructurales y en F.6.5 para conexiones. Los valores de los coeficientes de resistencia f se dan en F.6.1.5.1.5 para los correspondientes estados límite que gobiernan la resistencia del miembro y de la conexión.

F.6.1.5.1.2 - Estado límite de funcionamiento - El funcionamiento se considera satisfactorio si una respuesta estructural nominal (por ejemplo la deflexión debida a la carga viva), causada por las cargas nominales aplicables no sobrepasa los valores admisibles o aceptables de esta respuesta.

F.6.1.5.1.3 - Cargas nominales - Las cargas nominales deben ser las cargas mínimas de diseño estipuladas en el Título B o las dictadas por las condiciones específicas del proyecto. Para fines de diseño, las cargas estipuladas en dicho título se deben tomar como cargas nominales.

F.6.1.5.1.4 - Coeficientes de mayoración de carga y combinaciones de carga - La estructura y sus componentes se diseñarán para la combinación de cargas más crítica. Se usarán las combinaciones de las cargas nominales mayoradas establecidas en el Título B para calcular la resistencia requerida.

F.6.1.5.1.5 - Coeficientes de resistencia - Los coeficientes de resistencia que se usan para determinar las resistencias de diseño, $\mathbf{f}\mathbf{R}_n$, de los miembros y conexiones estructurales son:

Tipo de resistencia	Coeficiente de resistencia $\mathbf{f}$
(a) Rigidizadores	
- Rigidizadores transversales	0.85
- Rigidizadores de cortante*	0.90
(b) Miembros a tensión	0.95
(c) Miembros a flexión	
- Resistencia a la flexión	
Para secciones con aletas a compresión rigidizadas o parcialmente rigidizadas	0.95
Para secciones con aletas a compresión no rigidizadas	0.90
- Vigas sin arriostramiento lateral	0.90
- Vigas con una aleta sujeta a tableros o tabiques (secciones C o Z)	0.90
- Diseño del alma	
Resistencia a cortante*	0.90
Arrugamiento del alma para almas simples sin reforzar	0.75
Arrugamiento del alma para secciones en **I**	0.80
(d) Miembros en compresión cargados axialmente	0.85
(e) Carga axial y flexión combinadas	
$\mathbf{f}_c$ para compresión	0.85
$\mathbf{f}_b$ para flexión	0.90 - 0.95
(f) Miembros tubulares cilíndricos	
- Resistencia a la flexión	0.95
- Compresión axial	0.85
(g) Parales y ensamblajes de pared	
- Parales de pared en compresión	0.85
- Parales de pared en flexión	
Para secciones con aletas a compresión rigidizadas o parcialmente	0.95
rigidizadas	0.90
Para secciones con aletas a compresión sin rigidizar	
(h) Conexiones soldadas	
- Soldaduras de surco	
Tensión o compresión	0.90
Cortante (soldadura)	0.80
Cortante (metal base)	0.90
- Soldaduras de punto de arco	
Soldaduras	0.60
Parte conectada	0.50 - 0.60
Distancia mínima al borde	0.60 - 0.70
- Costuras con soldadura de arco	
Soldadura	0.60

	Parte conectada	0.60
	- Soldadura de filete	
	Carga longitudinal (parte conectada)	0.55 - 0.60
	Carga transversal (parte conectada)	0.60
	Soldadura	0.60
	- Soldaduras de surco a ras	
	Carga transversal (parte conectada)	0.55
	Carga longitudinal (parte conectada)	0.55
	Soldadura	0.60
	- Soldaduras de resistencia	0.65
(i)	Conexiones atornilladas	
	- Espaciamiento y distancia mínima al borde mínimos	0.60 - 0.70
	- Resistencia a tensión en la sección neta	
	Con arandelas conexión a cortante doble	0.65
	Con arandelas conexión a cortante sencillo	0.55
	Sin arandelas	0.65
	- Resistencia al aplastamiento	0.55 - 0.70
	Resistencia a cortante de los pernos	0.65
	Resistencia a tensión de los pernos	0.75
(j)	Rotura a cortante	0.75
(k)	Conexiones con otros materiales (aplastamiento)	0.60

* cuando $h/t \leq \sqrt{EK_v/F_y}$, $f = 1.0$

F.6.1.5.2 - ***Incrementos del punto de fluencia y de la resistencia causados por el formado en frío***

F.6.1.5.2.1 - Punto de fluencia - El punto de fluencia usado en el diseño, F_y, no debe exceder el punto de fluencia mínimo especificado de los aceros listados en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2, tal como se establece en el Capítulo F.6.6, o el incrementado por el proceso de formado en frío, según F.6.1.5.2.2 o el reducido para aceros de baja ductilidad según F.6.1.3.3.2.

F.6.1.5.2.2 - Incremento de resistencia por el proceso de formado en frío - El incremento de resistencia debido al formado en frío puede obtenerse substituyendo F_y por F_{ya}, donde F_{ya} es el punto de fluencia promedio de la sección completa. El uso de tal incremento debe limitarse a F.6.3.3.1 (excluyendo F.6.3.3.1.1(b)), F.6.3.4, F.6.3.5, F.6.3.6 y F.6.4.4. Las limitaciones y métodos para determinar F_{ya} son los siguientes:

(a) Para miembros en compresión cargados axialmente y miembros en flexión cuyas proporciones son tales que la cantidad r es igual a 1.0, determinada de acuerdo con F.6.2.2 para cada uno de los componentes de la sección, el esfuerzo de fluencia de diseño del acero, F_{ya}, debe determinarse con base en uno de los siguientes métodos:

(i) Ensayos a tensión de la sección completa (véase (a) de F.6.6.3.1);
(ii) Ensayos sobre columnas muy cortas (véase el literal (b) de F.6.6.3.1);
(iii) Calculado así:

$$F_{ya} = CF_{yc} + (1 - C)F_{yf} \qquad \textbf{(F.6-1)}$$

en donde:

F_{ya} = punto de fluencia promedio del acero en las secciones completas de las aletas de miembros en flexión.

C = para miembros en compresión, es la relación entre el área transversal total de los dobleces y el área transversal total de la sección completa; para miembros en flexión, es la relación entre el área transversal total de los dobleces de la aleta que controla y el área transversal total de la misma.

F_{yf} = punto de fluencia promedio ponderado de las porciones planas, establecido de acuerdo con F.6.6.3.2 o el punto de fluencia virgen si no se han efectuado ensayos.

$F_{yc} = B_c F_{yv} / (R/t)^m$ punto de fluencia a tensión de los dobleces **(F.6-2)**

cuando

$F_{uv}/F_{yv} > 1.2$, $R/t \leq 7$ y el ángulo mínimo incluido $\leq 120°$

$$B_c = 3.69\left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right) - 0.819\left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right)^2 - 1.79 \qquad \textbf{(F.6-3)}$$

$$m = 0.192\left(\frac{F_{uv}}{F_{yv}}\right) - 0.068 \qquad \textbf{(F.6-4)}$$

R = radio interno del doblez

F_{yv} = punto de fluencia a tensión del acero virgen[3] especificado en F.6.1.3 o establecido de acuerdo con F.6.6.3.3.

F_{uv} = resistencia última a la tensión del acero virgen[3] especificada en F.6.1.3 o establecida de acuerdo con F.6.6.3.3.

(b) El punto de fluencia del acero en miembros en tensión cargados axialmente debe determinarse por cualquiera de los métodos (1) o (3) descritos en (a) de esta sección.

(c) El efecto de cualquier soldadura en las propiedades mecánicas debe determinarse con base en ensayos sobre probetas de la sección completa que contengan dentro de la longitud testigo, la soldadura que el fabricante se propone utilizar. Se deben tomar las medidas necesarias para considerar tal efecto en el uso estructural del miembro.

F.6.1.5.3 - *Durabilidad* - Una estructura debe diseñarse para llevar a cabo sus funciones requeridas durante su vida útil, con debida consideración a su durabilidad.

F.6.1.6 - DOCUMENTOS DE REFERENCIA - Esta Especificación hace referencia a los siguientes documentos:

(1) Instituto Americano de Construcción en Acero. "Especificación para el diseño con coeficientes de carga y de resistencia de edificios de acero estructural". American Institute of Steel Construction, (AISC), One East Wacker Drive, Suite 3100, Chicago, Illinois 60601-2001, Septiembre 1, 1986.

(2) Sociedad Americana de Soldadura, AWS D1.3-89, "Código de Soldadura Estructural - lámina de acero", American Welding Society, (AWS), 550 N.W. LeJeune Road, Miami, Florida 33126.

(3) Sociedad Americana de Soldadura, AWS C.1.1-66, "Prácticas recomendadas para soldadura de resistencia", American Welding Society (AWS), 550 N.W. LeJeune Road, Miami, Florida 33135.

(4) Sociedad Americana de Soldadura, AWS C.1.3-70, "Prácticas recomendadas para soldadura de resistencia de aceros con bajo contenido de carbono, revestidos", American Welding Society (AWS), 550 N.W. LeJeune Road, Miami, Florida 33135.

(5) Además de las referencias anteriores, esta Especificación reconoce las siguientes normas estándares de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM), 1916 Race Street, Philadelphia, Pennsylvania 19013:

NTC 1920 (ASTM A36). Acero estructural.

NTC 1950 (ASTM A242). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.

(3) Por acero virgen se entiende acá la condición (enrollado o plano) del acero antes de la operación de formado en frío

NTC 1971 (ASTM A441). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con manganeso y vanadio.

NTC 1985 (ASTM A572). Aceros de alta resistencia y baja aleación con colombio y vanadio, de calidad estructural.

NTC 1986 (ASTM A500). Elementos estructurales de acero dulce, producidos en frío, soldados y sin costura, redondos, cuadrados y rectangulares.

NTC 2012 (ASTM A588). Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con punto mínimo de fluencia de 35.2 kgf/mm² (50 ksi) hasta 102 mm (4 pulgadas) de espesor.

NTC 3347 (ASTM A570). Láminas y franjas de acero dulce laminadas en caliente, de calidad estructural.

NTC 3353 (ASTM A370). Ensayos mecánicos para productos de acero.

NTC 3467 (ASTM A611) grados A, B, C y D. Láminas de acero dulce producidas en frío, de calidad estructural.

NTC 4006 (ASTM A715) grados 50 y 60. Láminas y franjas de acero, laminadas en caliente, de alta resistencia y baja aleación, con formabilidad mejorada.

NTC 4007 (ASTM A529). Acero estructural con punto de fluencia mínimo de 29.5 kgf/mm² (42 ksi) y espesor máximo 12.7 mm. (1/2 pulgada).

NTC 4009 (ASTM A606). Láminas y tiras de acero, laminadas en caliente o en frío, de alta resistencia y baja aleación, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

NTC 4016 (ASTM A607). Láminas y franjas de acero, laminadas en caliente o en frío, de baja aleación con colombio o vanadio, o ambos.

NTC 4028 (ASTM A490). Pernos de acero aleado, templado y revenido para uniones de acero estructural.

NTC 4034 (ASTM A307) Tipo A. Sujetadores estándares de acero dulce, roscados externa e internamente.

ASTM A194. Tuercas de acero dulce y aleado para pernos sometidos a altas presiones y altas temperaturas.

ASTM A325. Pernos de alta resistencia para uniones de acero estructural.

ASTM A354 (grado BD). Pernos de acero aleado templado y revenido, espigos y otros sujetadores roscados externamente (para pernos de diámetro menor de 12.7 mm).

ASTM A446 (Grados A, B, C, D y F). Acero y láminas con recubrimiento de zinc (galvanizadas) aplicado por inmersión en caliente, de calidad estructural (física).

ASTM A449. Pernos y espigos de acero aleado, templado y revenido (con diámetro menor de 12.7 mm).

ASTM A563. Tuercas de acero dulce y aleado.

ASTM A792 (grados 33, 37, 40 y 50). Láminas de acero recubiertas con una aleación de aluminio y zinc, aplicada por inmersión en caliente. Requisitos generales.

ASTM F436. Arandelas de acero endurecido.

ASTM F844. Arandelas de acero común (planas), sin endurecer, para uso general.

ASTM F959. Arandelas compresibles, indicadoras de la tensión directa, para usar con sujetadores estructurales.

F.6.2 - ELEMENTOS

F.6.2.1 - LIMITES Y CONSIDERACIONES DIMENSIONALES

F.6.2.1.1 - *Consideraciones de ancho plano-espesor para aletas*

F.6.2.1.1.1 - Máximas relaciones de ancho plano-espesor para aletas - Las máximas relaciones ancho-plano a espesor admisibles, w/t, sin considerar los rigidizadores transversales y tomando como t el espesor real del elemento, deberán ser las siguientes:

(a) Elemento en compresión rigidizado, que tenga un borde longitudinal conectado a un alma o a un elemento de aleta, y el otro rigidizado por:

Pestaña sencilla **60**

Cualquier otro tipo de rigidizador que tenga $I_s > I_a$ y $D/w < 0.8$, de acuerdo con F.6.2.4.2 **90**

(b) Elemento en compresión rigidizado con ambos bordes longitudinales conectados a otros elementos rigidizados **500**

(c) Elemento en compresión no rigidizado y elementos con un rigidizador de borde que tenga $I_s < I_a$ y $D/w \leq 0.8$, de acuerdo con F.6.2.4.2 ..... **60**

Nota: Los elementos en compresión no rigidizados que tengan relaciones **w/t** superiores a aproximadamente 30 y elementos en compresión rigidizados que tengan relaciones **w/t** superiores a aproximadamente 250, son susceptibles de desarrollar deformaciones importantes bajo la resistencia total de diseño, sin afectar la capacidad del miembro para sostener la resistencia solicitada.

Los elementos rigidizados que tengan relaciones **w/t** superiores a 500 pueden ser usados en forma segura para soportar las cargas solicitadas, pero se pueden presentar deformaciones importantes en el miembro, que invalidarían las fórmulas de diseño de esta Especificación.

F.6.2.1.1.2 - Encocamiento de la aleta - Cuando la aleta de un miembro en flexión es extremadamente ancha y se desea limitar la cantidad de encocamiento o movimiento de la aleta hacia el eje neutro, se aplica la siguiente fórmula a las aletas en compresión y en tensión, rigidizadas o no:

$$w_f = \sqrt{\frac{0.061 t d E}{f_{av}}} \sqrt[4]{\frac{100 c_f}{d}} \qquad \textbf{(F.6-5)}$$

en donde:

W_f = ancho de la aleta que se proyecta más allá del alma; o la mitad de la distancia entre las almas de vigas en cajón o en **U**

t = espesor de la aleta

d = altura de la viga

c_f [4] = cantidad de encocamiento

f_{av} = esfuerzo promedio en el ancho completo, no reducido, de la aleta. (Cuando los miembros sean diseñados por el método del ancho efectivo, el esfuerzo promedio es igual al máximo esfuerzo multiplicado por la relación entre el ancho efectivo de diseño y el ancho real).

F.6.2.1.1.3 - Efectos de variación por corte - Luces demasiado cortas que soportan cargas concentradas.

---

(4) La cantidad de encocamiento que puede ser tolerada variará con las diferentes clases de secciones y debe ser establecida por el diseñador. Una cantidad de encocamiento del 5% de la altura efectiva de la sección generalmente no se considera excesiva.

Cuando la luz de la viga es menor que $30w_f$ (w_f según se define más adelante) y soporta una carga concentrada o varias cargas espaciadas a una distancia mayor que $2w_f$, el ancho efectivo de diseño de cualquier aleta, bien sea en tensión o en compresión, debe limitarse a lo siguiente:

Tabla F.6-1
Aletas anchas y cortas
Máxima relación admisible entre el ancho efectivo de diseño y el ancho real

L/W_f	Relación	L/W_f	Relación
30	1.00	14	0.82
25	0.96	12	0.78
20	0.91	10	0.73
18	0.89	8	0.67
16	0.86	6	0.55

en donde:

L = luz total para vigas simplemente apoyadas; o la distancia entre puntos de inflexión para vigas continuas; o dos veces la longitud de vigas en voladizo.

w_f = ancho de la proyección de la aleta más allá del alma en vigas **I** y secciones similares, o la mitad de la distancia entre las almas de secciones en cajón o en **U**.

Para las aletas de vigas en **I** y secciones similares rigidizadas por medio de pestañas en los bordes exteriores, w_f debe tomarse como la suma de la proyección de la aleta más allá del alma y el ancho de la pestaña.

F.6.2.1.2 - *Relación máxima altura-espesor en almas* - La relación **h/t**, de las almas de los miembros en flexión no debe exceder los siguientes límites:

(a) Para almas no reforzadas $(h/t)_{max}=200$

(b) Para almas provistas de rigidizadores transversales que satisfagan los requisitos de F.6.2.6.1:

(i) Cuando se usen rigidizadores de apoyo solamente $(h/t)_{max}=260$
(ii) Cuando se usen rigidizadores de apoyo y rigidizadores intermedios $(h/t)_{max}=300$

en donde:

h = altura de la porción plana del alma, medida a lo largo del plano del alma
t = espesor del alma

Cuando el alma conste de dos o más láminas, se debe calcular para cada una la relación **h/t**.

F.6.2.2 - ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS RIGIDIZADOS

F.6.2.2.1 - *Elementos rigidizados en compresión uniforme*

F.6.2.2.1.1 - Determinación de la capacidad de carga - Los anchos efectivos, **b**, de elementos comprimidos uniformemente deben determinarse con las siguientes fórmulas:

$$b = w \text{ cuando } l \leq 0.673 \qquad \text{(F.6-6)}$$

$$b = rw \text{ cuando } l > 0.673 \qquad \text{(F.6-7)}$$

en donde:
w = ancho plano como se muestra en la figura F.6-1

$$r = \frac{1 - (0.22/l)}{l} \qquad \textbf{(F.6-8)}$$

l = es un factor de esbeltez determinado así:

$$l = \left(\frac{1.052}{\sqrt{k}}\right)\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{\frac{f}{E}} \qquad \textbf{(F.6-9)}$$

en donde:

t = espesor de los elementos rigidizados comprimidos uniformemente, y

f = para la determinación de la capacidad de carga es:

Para miembros en flexión:

(i) Si se usa el procedimiento **I** de F.6.3.3.1.1, $f = F_y$ si la fluencia inicial en el elemento considerado es en compresión.

(ii) Si la fluencia inicial es a tensión, entonces el esfuerzo f de compresión en el elemento considerado se debe determinar con base en la sección efectiva en M_y (momento causante de la fluencia inicial).

(iii) Si se usa el procedimiento **II** de F.6.3.3.1.1, entonces f es el esfuerzo en el elemento considerado, con M_n determinado sobre la base de la sección efectiva.

(iv) Si se usa F.6.3.3.1.2, entonces $f = M_c/S_f$ siguiendo lo prescrito en esa sección para la determinación de S_c.

Para miembros a compresión f se toma igual al F_n, determinado en F.6.3.4 o F.6.4.4 según sea el caso.

E = módulo de elasticidad

k = coeficiente de pandeo de placa

= 4 para elementos rigidizados apoyados por un alma en cada borde longitudinal. En las secciones aplicables se dan valores de k para los diferentes tipos de elementos.

F.6.2.2.1.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos, b_d, usados en el cálculo de deflexiones deben determinarse con las siguientes fórmulas:

$$b_d = w \text{ cuando } l \leq 0.673 \qquad \textbf{(F.6-10)}$$

$$b_d = r\,w \text{ cuando } l > 0.673 \qquad \textbf{(F.6-11)}$$

en donde:

w = ancho plano

r = coeficiente de reducción determinado por uno de los siguientes procedimientos:

(i) Procedimiento I - Se puede obtener un estimativo bajo del ancho efectivo, de las ecuaciones F.6-8 y F.6-9 en donde f_d sustituye a f y f_d es el esfuerzo de compresión calculado en el elemento bajo consideración.

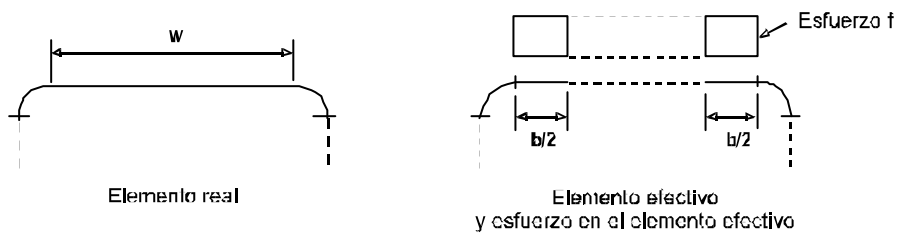


Figura F.6-1
Elementos rigidizados sometidos a compresión uniforme

(ii) Procedimiento II - Para elementos rigidizados soportados por un alma en cada borde longitudinal, se puede obtener un estimativo mejorado del ancho efectivo de diseño, calculando ρ así:

$$\rho = 1 \text{ cuando } \lambda \leq 0.673 \qquad \text{(F.6-12)}$$

$$\rho = \frac{1.358 - (0.461/\lambda)}{\lambda} \text{ cuando } 0.673 < \lambda < \lambda_c \qquad \text{(F.6-13)}$$

$$\rho = \frac{\left(0.41 + 0.59\sqrt{F_y/f_d} - 0.22/\lambda\right)}{\lambda} \text{ cuando } \lambda \geq \lambda_c \qquad \text{(F.6-14)}$$

no debe ser mayor que 1 en ningún caso

en donde:

$$\lambda_c = 0.256 + 0.328(w/t)\sqrt{F_y/E} \qquad \text{(F.6-15)}$$

λ está definida por la ecuación F.6-9 excepto que f_d sustituye a f.

F.6.2.2.2 - ***Elementos rigidizados en compresión uniforme con huecos circulares***

F.6.2.2.2.1 - Determinación de la capacidad de carga - El ancho efectivo, b, de elementos rigidizados en compresión uniforme, con huecos circulares, debe determinarse así:

para $0.50 \geq d_h/w \geq 0$, y $w/t \leq 70$ espaciamiento centro a centro de los huecos $>0.50w$ y $3d_h$

$$b = w - d_h \text{ cuando } \lambda \leq 0.673 \qquad \text{(F.6-16)}$$

$$b = w\frac{\left[1 - (0.22/\lambda) - (0.8d_h/w)\right]}{\lambda} \text{ cuando } \lambda > 0.673 \qquad \text{(F.6-17)}$$

b no debe ser mayor que $(w - d_h)$

en donde:

w = ancho plano
d_h = diámetro de los huecos
λ está definida en F.6.2.2.1

F.6.2.2.2.1.2 - Determinación de la deflexión - El ancho efectivo, b_d, usado en los cálculos de deflexión debe ser igual a b determinado de acuerdo con el procedimiento I de F.6.2.2.2(a) excepto que f_d substituye a f, donde f_d es el esfuerzo de compresión calculado en el elemento bajo consideración.

F.6.2.2.3 - ***Ancho efectivo de almas y elementos rigidizados con gradiente de esfuerzo***

F.6.2.2.3.1 - Determinación de la capacidad de carga - Los anchos efectivos, b_1 y b_2, según se muestra en la figura F.6-2 deben determinarse con las siguientes fórmulas:

$$b_1 = \frac{b_e}{3 - \psi} \qquad \text{(F.6-18)}$$

para $\psi \leq -0.236$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} \qquad \text{(F.6-19)}$$

$b_1 + b_2$ no debe exceder la porción a compresión del alma calculada con base en la sección efectiva.

Para $y > -0.236$

$$b_2 = b_e - b_1 \qquad \text{(F.6-20)}$$

en donde:

b_e = ancho efectivo b determinado de acuerdo con F.6.2.2.1, substituyendo f por f_1 y tomando k como sigue:

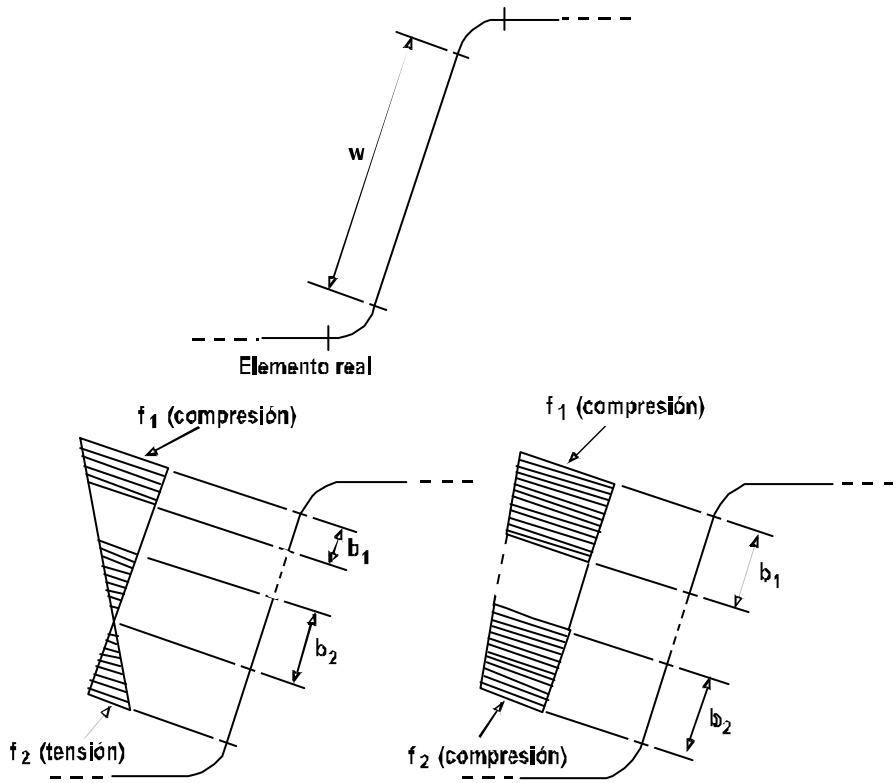
$$k = 4 + 2(1 - y)^3 + 2(1 - y) \qquad \text{(F.6-21)}$$

$$y = \frac{f_2}{f_1}$$

f_1, f_2 son los esfuerzos mostrados en la figura F.6-2 calculados con base en la sección efectiva.

f_1 es compresión (+) y f_2 puede ser o tensión (-) o compresión.

En caso de que tanto f_1 como f_2 sean compresión, $f_1 \geq f_2$



Elementos efectivos y esfuerzos en los elementos efectivos

Figura F.6-2
Almas y elementos rigidizados con gradiente de esfuerzos

F.6.2.2.3.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos para el cálculo de deflexiones bajo una carga dada, deben determinarse de acuerdo con F.6.2.2.3(a), excepto que f_1 y f_2 se substituyen por f_{d1} y f_{d2}, donde f_{d1} y f_{d2} = esfuerzos calculados f_1 y f_2 según se muestra en la fig. F.6-2. Los cálculos están basados en la sección efectiva bajo la carga para la cual se calculan las deflexiones.

F.6.2.3 - ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS

F.6.2.3.1 - *Elementos no rigidizados en compresión uniforme*

F.6.2.3.1.1 - Determinación de la capacidad de carga - Los anchos efectivos, b, de elementos no rigidizados en compresión uniforme deben determinarse de acuerdo con F.6.2.2.1(a), con excepción de que k debe tomarse igual a 0.43 y w se define en la figura F.6-3.

F.6.2.3.1.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos usados para calcular deflexiones deben determinarse de acuerdo con el procedimiento I de F.6.2.2.1(b) en donde f se substituye por f_d y $k = 0.43$.

F.6.2.3.2 - *Elementos no rigidizados y rigidizadores de borde con gradiente de esfuerzos*

F.6.2.3.2.1 - Determinación de la capacidad de carga - Los anchos efectivos, b, de elementos no rigidizados en compresión y de rigidizadores de borde con gradiente de esfuerzos deben determinarse de acuerdo con F.6.2.2.1(a) con $f = f_3$, según se indica en la figura F.6-5 en el elemento y $k = 0.43$.

F.6.2.3.2.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos, b, de elementos no rigidizados en compresión y de rigidizadores de borde con gradiente de esfuerzos deben determinarse de acuerdo con el procedimiento I de F.6.2.2.1(b), excepto que f se substituye por f_{d3} y $k = 0.43$.

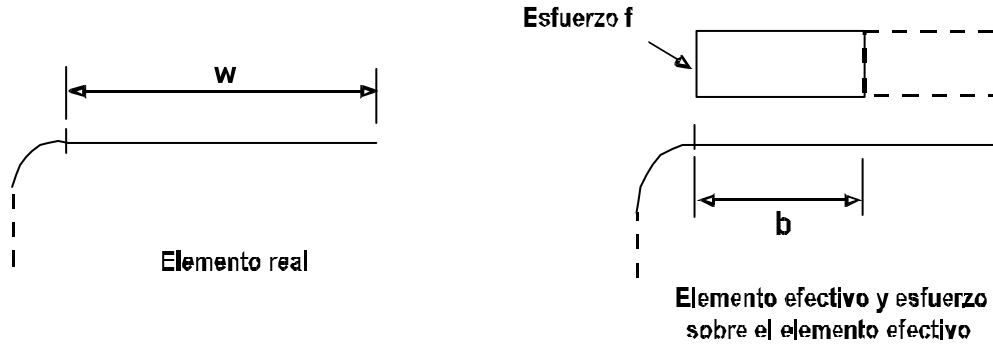


Figura F.6-3
Elemento no rigidizado en compresión uniforme

F.6.2.4 - ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS CON RIGIDIZADOR DE BORDE O UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO - En esta sección se usa la siguiente nomenclatura:

$$S = 1.28\sqrt{E/f} \qquad \text{(F.6-22)}$$

k = coeficiente de pandeo
b_o = dimensión definida en la figura F.6-4
d, w, D = dimensiones definidas en la figura F.6-5
d_s = ancho efectivo reducido del rigidizador según se especifica en esta sección. El valor de d_s, calculado de acuerdo a F.6.2.4.2, debe usarse para calcular las propiedades de la sección total efectiva (véase la figura F.6-5).
$d_{\S}$ = ancho efectivo del rigidizador calculado de acuerdo con F.6.2.3.1 (véase la figura F.6-5)
C_1, C_2 = coeficientes definidos en las figuras F.6-5.
A_s = área reducida del rigidizador, según se especifica en esta sección. A_s debe utilizarse para calcular las propiedades de la sección total efectiva. El centroide del rigidizador debe considerarse localizado en el centroide del área completa del rigidizador, y el momento de inercia del rigidizador con respecto a su eje centroidal debe ser el de la sección completa del rigidizador.
I_a = momento de inercia adecuado del rigidizador, de tal forma que cada elemento componente se comporte como un elemento rigidizado.
$I_s, A_{\S}$ = momento de inercia del rigidizador completo con respecto a su eje centroidal paralelo al elemento que va a rigidizar y el área efectiva del rigidizador, respectivamente. Para rigidizadores de borde, la esquina

redondeada entre el rigidizador y el elemento que va a ser rigidizado no debe considerarse como parte del rigidizador.

Para el rigidizador mostrado en la figura F.6-5

$$I_s = \frac{d^3 t \operatorname{sen}^2 q}{12} \qquad \textbf{(F.6-23)}$$

$$A_s = d_s t \qquad \textbf{(F.6-24)}$$

F.6.2.4.1 - ***Elementos en compresión uniforme, con un rigidizador intermedio***

F.6.2.4.1.1 - Determinación de la capacidad de carga

Caso I

$$\frac{b_o}{t} \le S \qquad \textbf{(F.6-25)}$$

$I_a = 0$ (no se necesita rigidizador intermedio) **(F.6-26)**

$$b = w \qquad \textbf{(F.6-27)}$$

$$A_s = A_s \qquad \textbf{(F.6-28)}$$

Caso II

$$S < \frac{b_o}{t} < 3S \qquad \textbf{(F.6-29)}$$

$$\frac{I_a}{t^4} = \left[\frac{50(b_o/t)}{S}\right] - 50 \qquad \textbf{(F.6-30)}$$

b y A_s deben calcularse de acuerdo con F.6.2.2.1(a)

en donde:

$$k = 3\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{1/2} + 1 \le 4 \qquad \textbf{(F.6-31)}$$

$$A_s = A_s\left(\frac{I_s}{I_a}\right) \le A_s \qquad \textbf{(F.6-32)}$$

Caso III

$$\frac{b_o}{t} \ge 3S$$

$$\frac{I_a}{t^4} = \left[\frac{128\,(b_o/t)}{S}\right] - 285 \qquad \textbf{(F.6-33)}$$

b y A_s se calculan de acuerdo con F.6.2.2.1(a)

en donde:

$$k = 3\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{1/3} + 1 \leq 4 \qquad \textbf{(F.6-34)}$$

$$A_s = A_s\left(\frac{I_s}{I_a}\right) \leq A_s \qquad \textbf{(F.6-35)}$$

F.6.2.4.1.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos deben determinarse como en F.6.2.4.1(a), excepto que f se substituye por f_d.

F.6.2.4.2 - ***Elementos en compresión uniforme, con un rigidizador de borde***

F.6.2.4.2.1 - Determinación de la capacidad de carga.

Caso I

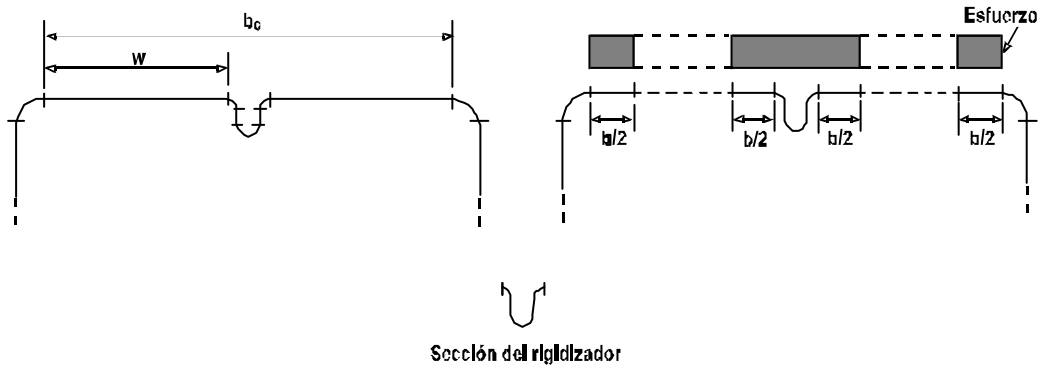
$$\frac{w}{t} \leq \frac{S}{3} \qquad \textbf{(F.6-36)}$$

I_a = **0** (no se necesita rigidizador de borde) **(F.6-37)**

$b = w$ **(F.6-38)**

$d_s = d_s$ para rigidizador de pestaña sencilla **(F.6-39)**

$A_s = A_s$ para otras formas de rigidizadores **(F.6-40)**



Elementos reales **Elementos efectivo y esfuerzos en los elementos efectivos**

Figura F.6-4
Elementos con rigidizador intermedio

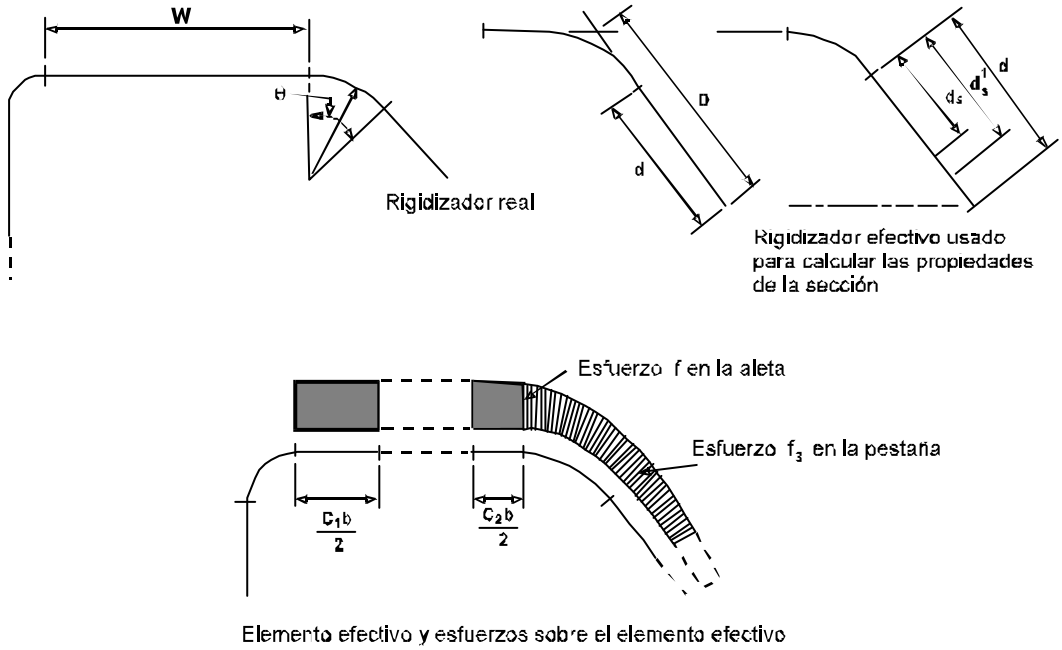


Figura F.6-5
Elementos con rigidizador de borde

Caso II

$$\frac{S}{3} < \frac{w}{t} < S$$

$$\frac{I_a}{t^4} = 399\left[\frac{(w/t)}{S} - 0.33\right]^3 \qquad \textbf{(F.4-41)}$$

$$n = \frac{1}{2}$$

$$C_2 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1 \qquad \textbf{(F.6-42)}$$

$$C_1 = 2 - C_2 \qquad \textbf{(F.6-43)}$$

b debe calcularse de acuerdo con F.6.2.2.1

en donde:

$$k = \left[4.82 - 5\left(\frac{D}{w}\right)\right]\left[\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0.43\right] \leq 5.25 - 5\left(\frac{D}{w}\right) \qquad \textbf{(F.6-44)}$$

Para $0.8 \geq \frac{D}{w} > 0.25$

$$k = 3.57\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0.43 \leq 4.0 \qquad \textbf{(F.6-45)}$$

Para $\frac{D}{w} \leq 0.25$

$$d_s = d_s \left(\frac{I_s}{I_a}\right) \leq d_s \qquad \textbf{(F.6-46)}$$

Para rigidizador de pestaña sencilla

$$A_s = A_s \left(\frac{I_s}{I_a}\right) \leq A_s \qquad \textbf{(F.6-47)}$$

Para otras formas de rigidizadores

Caso III

$$\frac{w}{t} \geq S$$

$$\frac{I_a}{t^4} = \left[\frac{115(w/t)}{S}\right] + 5 \qquad \textbf{(F.6-48)}$$

C_1, C_2, b, k, d_s, A_s Calculadas como en el **caso II**, con $n=1/3$

F.6.2.4.2.2 - Determinación de la deflexión - Los anchos efectivos deben determinarse como en F.6.2.4.2(a) excepto que f debe substituirse por f_d.

F.6.2.5 - ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS CON BORDES RIGIDIZADOS Y CON RIGIDIZADORES INTERMEDIOS, O ELEMENTOS RIGIDIZADOS CON MAS DE UN RIGIDIZADOR INTERMEDIO - Para la determinación del ancho efectivo, debe ignorarse el rigidizador intermedio para un elemento con bordes rigidizados o los rigidizadores de un elemento multirigidizado, a menos que cada rigidizador intermedio tenga un I_s mínimo de:

$$I_{mín} = \left[3.66t^4 \sqrt{\left(\frac{w}{t}\right)^2 - 0.136\frac{E}{F_y}}\right] \qquad \textbf{(F.6-49)}$$

Pero no menor que $18{,}4t^4$

en donde:

w/t = relación ancho/espesor del subelemento rigidizado más grande
I_s = momento de inercia del rigidizador completo con respecto a su propio eje centroidal, paralelo al elemento que va a rigidizar.

(a) Si el espaciamiento de rigidizadores intermedios entre dos almas es tal que para el subelemento entre rigidizadores $b<w$, según se determina en F.6.2.2.1, únicamente dos rigidizadores intermedios (los más cercanos a cada alma) deben considerarse efectivos.

(b) Si el espaciamiento de rigidizadores intermedios entre un alma y un rigidizador de borde es tal que para el elemento entre rigidizadores $b<w$, según se determina en F.6.2.2.1, únicamente un rigidizador intermedio, el más cercano al alma, debe considerarse efectivo.

(c) Si los rigidizadores intermedios están espaciados en tal forma que para los elementos entre rigidizadores $b=w$, según se determina en F.6.2.2.1, todos los rigidizadores pueden considerarse efectivos. Cuando se calcule la relación ancho plano a espesor del elemento completo multirigidizado, tal elemento debe considerarse reemplazado por un "elemento

equivalente" sin rigidizadores intermedios cuyo ancho, b_o, es el ancho total entre almas o del alma al rigidizador de borde, y cuyo espesor equivalente, t_s, se determina así:

$$t_s = \sqrt[3]{\frac{12 I_{sf}}{b_o}} \qquad \textbf{(F.6-50)}$$

en donde:

I_{sf} = momento de inercia del área completa del elemento multirigidizado, incluyendo los rigidizadores intermedios, con respecto a su eje centroidal. El momento de inercia de la sección completa debe calcularse suponiendo que el "elemento equivalente" está localizado sobre el eje centroidal del elemento multirigidizado, incluyendo los rigidizadores intermedios. La distancia real a la fibra extrema debe usarse para el cálculo del módulo de la sección.

(d) Si $w/t>60$, el ancho efectivo, b_e, del subelemento o elemento debe determinarse a partir de la siguiente fórmula:

$$\frac{b_e}{t} = \left[\frac{b}{t} - 0.10\left(\frac{w}{t} - 60\right)\right] \qquad \textbf{(F.6-51)}$$

en donde:

w/t = relación ancho plano a espesor del subelemento o elemento
b = ancho efectivo de diseño, determinado de acuerdo con lo estipulado en F.6.2.2.1.
b_e = ancho efectivo de diseño del subelemento o "elemento usado en los cálculos".

Para calcular las propiedades estructurales efectivas de un miembro que tiene subelementos o un elemento a compresión, sujeto a la reducción anterior del ancho efectivo, el área de los rigidizadores (de borde o intermedios) debe considerarse reducida a un área efectiva, así:

Para $60 < \frac{w}{t} < 90$;

$$A_{ef} = a A_{st} \qquad \textbf{(F.6-52)}$$

en donde:

$$a = \left[3 - \frac{2b_e}{w}\right] - \frac{1}{30}\left[1 - \frac{b_e}{w}\frac{w}{t}\right] \qquad \textbf{(F.6-53)}$$

Para $\frac{w}{t} \geq 90$:

$$A_{ef} = \frac{b_e}{w} A_{st} \qquad \textbf{(F.6-54)}$$

En las expresiones anteriores, A_{ef} y A_{st}, se refieren únicamente al área de la sección del rigidizador, sin incluir ninguna parte de elementos adyacentes.

El centroide del rigidizador debe considerarse localizado en el centroide del área completa del rigidizador, y el momento de inercia del rigidizador con respecto a su eje centroidal debe ser el de la sección completa del rigidizador.

F.6.2.6 - RIGIDIZADORES

F.6.2.6.1 - *Rigidizadores transversales* - Los rigidizadores transversales adosados a las almas de vigas en los puntos de cargas concentradas o reacciones, deben ser diseñados como miembros en compresión. Las cargas concentradas o las reacciones deben aplicarse directamente a los rigidizadores, o cada rigidizador debe

ajustarse exactamente a la porción plana de la aleta de tal manera que la carga se apoye directamente sobre el extremo del rigidizador. Se deben suministrar los medios adecuados para que la transferencia de cortante entre el rigidizador y el alma se efectúe de acuerdo con el capítulo F.6.5. Las resistencias requeridas para las cargas concentradas o las reacciones, no deben exceder la resistencia de diseño $f_c P_n$, donde $f_c = 0.85$ y P_n es el menor valor dado por (a) o (b) a continuación:

(a) $P_n = F_{wy} A_c$ **(F.6-55)**

(b) P_n = resistencia nominal axial evaluada de acuerdo con F.6.3.4 reemplazando A_e por A_b.

en donde:

A_c = $18t^2 + A_s$, para rigidizadores transversales en apoyos intermedios y bajo carga concentrada **(F.6-56)**

A_c = $10t^2 + A_s$, para rigidizadores transversales en el apoyo extremo **(F.6-57)**

F_{wy} = menor valor entre F_y del alma de la viga y el F_{ys} de la sección del rigidizador.

A_b = $b_{1t} + A_s$, para rigidizadores transversales en apoyos interiores y bajo cargas concentradas **(F.6-58)**

A_b = $b_{2t} + A_s$, para rigidizadores transversales en apoyos extremos **(F.6-59)**

A_s = área de la sección transversal de los rigidizadores transversales.

$$b_1 = 25t\left[0.0024\frac{L_{st}}{t} + 0.72\right] \leq 25t \qquad \textbf{(F.6-60)}$$

$$b_2 = 12t\left[0.0044\frac{L_{st}}{t} + 0.83\right] \leq 12t \qquad \textbf{(F.6-61)}$$

L_{st} = longitud del rigidizador transversal

t = espesor base del alma de la viga

La relación w/t_s, para elementos rigidizados y no rigidizados, de rigidizadores transversales de acero formado en frío, no debe exceder $1.28\sqrt{E/F_{ys}}$ ni $0.37\sqrt{E/F_{ys}}$, respectivamente, donde F_{ys} es el esfuerzo de fluencia, F_y, y t_s el espesor del rigidizador.

F.6.2.6.2 - ***Rigidizadores de cortante*** - En donde se requieran rigidizadores de cortante, el espaciamiento debe ser tal que la resistencia requerida a cortante no exceda la resistencia del diseño cortante, $f_v V_n$, permitida por F.6.3.3.2. y la relación a/h no sobrepase $\left[260/(h/t)\right]^2$ ni 3.0.

El momento de inercia real, I_s, de un par de rigidizadores de cortante adosados, o de un rigidizador intermedio sencillo, con referencia a un eje en el plano del alma, no debe ser menor que:

$$I_{s_{min}} = 5ht^3\left[\frac{h}{a} - 0.7\frac{a}{h}\right] \geq \left[\frac{h}{50}\right]^4 \qquad \textbf{(F.6-62)}$$

El área total de los rigidizadores de cortante no debe ser menor que:

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{(a/h) + \sqrt{1 + (a/h)^2}}\right] Y\ D\ h\ t \qquad \textbf{(F.6-63)}$$

en donde:

$$C_v = \frac{45000k_v}{F_y(h/t)^2} \text{ cuando } C_v \leq 0.8 \qquad \textbf{(F.6-64)}$$

$$C_v = \frac{190}{(h/t)}\sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \text{ cuando } C_v > 0.8 \qquad \textbf{(F.6-65)}$$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \text{ cuando } \frac{a}{h} \pounds 1.0 \qquad \textbf{(F.6-66)}$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \text{ cuando } \frac{a}{h} > 1.0 \qquad \textbf{(F.6-67)}$$

a = distancia entre rigidizadores transversales
Y = relación entre el punto de fluencia del acero del alma y el punto de fluencia del acero del rigidizador
D = 1.0 para rigidizadores colocados en pares
D = 1.8 para rigidizadores de ángulo sencillo
D = 2.4 para rigidizadores de platina sencilla
t y **h** son los definidos en F.6.2.1.2.

F.6.2.6.3 - *Rigidizadores que no cumplen estos requisitos* - La capacidad de carga admisible de miembros con rigidizadores transversales que no cumplen los requisitos de F.6.2.6.1 y F.6.2.6.2, tales como rigidizadores transversales laminados, debe determinarse por medio de ensayos realizados según se estipula en el Capítulo F.6.6 de estas normas.

F.6.3 MIEMBROS

F.6.3.1 - PROPIEDADES DE LAS SECCIONES - Las propiedades de las secciones (área transversal, momento de inercia, módulo de sección, radio de giro, etc.) deben determinarse de acuerdo con los métodos convencionales de diseño estructural. Las propiedades deben basarse en la sección transversal completa de los miembros (o en la sección neta cuando el uso de la sección neta sea aplicable), excepto en donde se requiere el uso de la sección transversal reducida, o del ancho efectivo de diseño.

F.6.3.2 - MIEMBROS A TENSION - Para miembros cargados axialmente a tensión, $f_t T_n$, se debe determinar así:

$$f_t = 0.95$$
$$T_n = A_n F_y \qquad \textbf{(F.6-68)}$$

en donde:

T_n = resistencia nominal del miembro cuando se carga a tensión
f_t = coeficiente de resistencia para tensión
A_n = área neta de la sección transversal
F_y = esfuerzo de fluencia de diseño determinado conforme a F.6.1.5.2.1

F.6.3.3 - MIEMBROS EN FLEXIÓN

F.6.3.3.1 - *Resistencia para flexión únicamente* - La resistencia de diseño a la flexión, $f_b M_n$, será el menor valor de los calculados de acuerdo con F.6.3.3.1.1, F.6.3.3.1.2 y F.6.3.3.1.3.

F.6.3.3.1.1 - *Resistencia nominal de la sección* - La resistencia de diseño a la flexión, $f_b M_n$, se determinará con $f_b = 0.95$ para secciones con aletas a compresión rigidizadas o parcialmente rigidizadas y $f_b = 0.90$ para secciones con aletas a compresión sin rigidizar; y con la resistencia nominal a flexión, M_n, calculada, bien sea con base en la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (procedimiento I) o con base en la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II), según sea aplicable.

(a) Procedimiento I - Basado en la iniciación de la fluencia - El momento de fluencia efectivo basado en la resistencia de la sección, M_n, debe determinarse de la siguiente forma:

$$M_n = S_e F_y \qquad \textbf{(F.6-69)}$$

en donde:

F_y = esfuerzo de fluencia de diseño según se determina en F.6.1.5.2.1
S_e = módulo elástico de sección efectiva, calculado considerando la fibra extrema a tensión o a compresión sometida al esfuerzo F_y.

(b) Procedimiento II - Basado en la capacidad de reserva inelástica - La capacidad de reserva inelástica de flexión puede usarse cuando se cumplen las siguientes condiciones:

(i) El miembro no está sujeto a momento torsor o a pandeo lateral, torsional o por flexotorsión.
(ii) El efecto del formado en frío no se tiene en cuenta para la determinación del punto de fluencia F_y.
(iii) La relación entre la altura de la zona a compresión del alma y su espesor no excede l_1.
(iv) La fuerza de cortante no excede $0.35F_y$ veces el área del alma, h x t.
(v) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no excede 30°.

La resistencia nominal a flexión, M_n, no debe exceder $1.25S_eF_y$ determinado de acuerdo con el procedimiento I, ni el momento que cause una deformación unitaria máxima de compresión igual a $C_y e_y$ (no se estipula un límite para la deformación unitaria máxima en tensión).

en donde:

e_y = deformación unitaria a la fluencia = F_y/E
E = módulo de elasticidad
C_y = factor de deformación unitaria a compresión, determinado así:

(a) Elementos en compresión rigidizados, sin rigidizadores intermedios, $C_y = 3$ para $w/t \leq l_1$

$$C_y = 3 - 2\left[\frac{(w/t) - l_1}{l_2 - l_1}\right] \text{ para } l_1 < \frac{w}{t} < l_2$$

$$C_y = 1 \text{ para } \frac{w}{t} \geq l_2$$

en donde:

$$l_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}} \qquad \textbf{(F.6-70)}$$

$$l_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}} \qquad \textbf{(F.6-71)}$$

(b) Elementos en compresión no rigidizados ..... $C_y = 1$

(c) Elementos en compresión, multi-rigidizados y elementos en compresión con rigidizadores de borde ..... $C_y = 1$

Cuando sea aplicable, los anchos efectivos de diseño deben utilizarse para calcular las propiedades de sección. M_n debe calcularse considerando equilibrio de esfuerzos, suponiendo una curva esfuerzo-deformación elastoplástica ideal, igual para tensión y compresión, además de la teoría de las deformaciones pequeñas y

teniendo en cuenta que las secciones planas permanecen planas durante la flexión. La flexión combinada con el arrugamiento del alma debe verificarse de acuerdo con lo estipulado en F.6.3.3.5.

F.6.3.3.1.2 - *Resistencia al pandeo lateral* - La resistencia de diseño de los segmentos no arriostrados lateralmente, de secciones con simetría sencilla o doble y secciones simétricas con respecto a un punto[5] sujetas a pandeo lateral, $f_b M_n$, se determinará con $f_b = 0.90$ y M_n calculado así:

$$M_n = S_c \left(\frac{M_c}{S_f} \right) \qquad \textbf{(F.6-72)}$$

en donde:

S_f = módulo elástico de la sección completa sin reducir para la fibra extrema en compresión.
S_c = módulo elástico de la sección efectiva calculada con base en un esfuerzo M_c/S_f en la fibra extrema en compresión.
M_c = momento crítico calculado de acuerdo con (a) o (b), según se indica a continuación:

(a) Para secciones de simetría sencilla o doble y simetría con respecto a un punto:

Para $M_e > 0.5 M_y$

$$M_c = M_y \left[1 - \left(\frac{M_y}{4 M_e} \right) \right] \qquad \textbf{(F.6-73)}$$

Para $M_e \leq 0.5 M_y$

$$M_c = M_e \qquad \textbf{(F.6-74)}$$

en donde:

M_y = momento que causa la fluencia inicial en la fibra extrema a compresión de la sección completa
= $S_f F_y$ **(F.6-75)**

M_e = momento elástico crítico calculado con las siguientes ecuaciones:
= $C_b \, r_o \, A \sqrt{s_{ey} \, s_t}$ **(F.6-76)**

Para flexión con respecto al eje de simetría. Para secciones con simetría sencilla el eje x es el eje de simetría orientado en tal forma que el centro de cortante tiene una coordenada x negativa.

Alternativamente, M_e puede calcularse usando la fórmula para secciones en I doblemente simétricas o para secciones simétricas con respecto a un punto dada en (b) más adelante.

$$= C_s \, A \, s_{ex} \frac{\left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 \left(s_t / s_{ex} \right)} \right]}{C_{TF}} \qquad \textbf{(F.6-77)}$$

para flexión con respecto al eje centroidal perpendicular al eje de simetría, en secciones de simetría sencilla solamente.

C_s = **+1** para momento que causa compresión en el lado del centro de cortante del centroide
C_s = **-1** para momento que causa tensión en el lado del centro de cortante del centroide

(5) Esta sección se aplica a miembros en flexión de sección **I**, **Z**, **C** u otra sección de simetría sencilla (sin incluir tableros de varias almas, miembros en **U** o en cajón cerrado, y miembros curvos o de arco). Esta sección no se aplica a aletas en compresión no arriostradas lateralmente de secciones por lo demás lateralmente estables. Refiérase a F.6.3.3.1.3 para correas en **C** o en **Z** en los cuales la aleta en tensión está conectada al tablero.

$$s_{ex} = \frac{p^2 E}{\left(K_x L_x / r_x\right)^2} \qquad \textbf{(F.6-78)}$$

$$s_{ey} = \frac{p^2 E}{\left(K_y L_y / r_y\right)^2} \qquad \textbf{(F.6-79)}$$

$$s_t = \frac{1}{A r_o^2}\left[GJ + \frac{p^2 E C_w}{\left(K_t L_t\right)^2}\right] \qquad \textbf{(F.6-80)}$$

A = á rea de la sección transversal completa
$\mathbf{C_b}$ = coeficiente de flexión, que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, o calcularse como:

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

donde $\mathbf{M_1}$ es el menor y $\mathbf{M_2}$ es el mayor momento flector en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados con respecto al eje mayor del miembro, y donde $\mathbf{M_1/M_2}$, la relación entre momentos extremos, es positiva cuando $\mathbf{M_1}$ y $\mathbf{M_2}$ tienen el mismo signo (flexión en curvatura doble) y negativa cuando son de signo opuesto (flexión en curvatura sencilla).

Cuando el momento flector en cualquier punto dentro de la longitud no arriostrada es mayor que cualquiera de los momentos en los extremos de esta longitud, y para miembros sujetos a carga axial y momento flector combinados (F.6.3.5), $\mathbf{C_b}$ debe tomarse igual a la unidad.

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

donde $\mathbf{M_1}$ es el menor y $\mathbf{M_2}$ es el mayor momento flector en los extremos de la longitud no arriostrada, y donde $\mathbf{M_1/M_2}$, la relación de momentos en los extremos, es positiva cuando $\mathbf{M_1}$ y $\mathbf{M_2}$ tienen el mismo signo (flexión en curvatura doble) y negativa cuando son de signo opuesto (flexión en curvatura sencilla). Cuando el momento flector en cualquier punto dentro de la longitud no arriostrada es mayor que cualquiera de los momentos en los extremos de esta longitud, y para miembros sujetos a carga axial y momento flector combinados (F.6.3.5), $\mathbf{C_{TF}}$ debe tomarse igual a la unidad.

$\mathbf{r_o}$ = radio de giro polar de la sección transversal con respecto al centro de cortante

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2} \qquad \textbf{(F.6-81)}$$

$\mathbf{r_x, r_y}$ = radios de giro de la sección transversal con respecto a los ejes centroidales principales
E = módulo de elasticidad
G = módulo de cortante
$\mathbf{K_x, K_y, K_t}$ = coeficientes de longitud efectiva para flexión con respecto a los ejes **x** e **y**, y para torsión
$\mathbf{L_x, L_y, L_t}$ = longitudes no arriostradas del miembro en compresión para flexión con respecto a los ejes **x** e **y**, y para torsión
$\mathbf{x_o}$ = distancia del centro de cortante al centroide a lo largo del eje principal **x**, considerada negativa
J = constante de torsión de St. Venant de la sección transversal
$\mathbf{C_w}$ = constante de alabeo torsional de la sección transversal

$$j = \frac{1}{2I_y}\left[\int_A x^3\, dA + \int_A x\, y^2\, dA\right] - xo \qquad \textbf{(F.6-82)}$$

(b) Para secciones **I** o **Z** flexionadas con respecto al eje centroidal perpendicular al alma (eje **x**):

En lugar de (a), se deben usar las siguientes ecuaciones para el cálculo de M_c:

Para $M_e > 2.78 M_y$

$$M_c = M_y \qquad \textbf{(F.6-83)}$$

Para $2.78 M_y > M_e > 0.56 M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left[1 - \frac{10 M_y}{36 M_e}\right] \qquad \textbf{(F.6-84)}$$

Para $M_e \leq 0.56 M_y$

$$M_c = M_e \qquad \textbf{(F.6-85)}$$

en donde:

M_e = momento crítico elástico determinado según lo definido en (a) o como sigue:

$$= \frac{p^2 E C_b d I_{yc}}{L^2} \text{ para secciones } \mathbf{I} \text{ doblemente simétricas} \qquad \textbf{(F.6-86)}$$

$$= \frac{p^2 E C_b d I_{yc}}{2 L^2} \text{ para secciones } \mathbf{Z} \text{ con simetría de punto} \qquad \textbf{(F.6-87)}$$

d = altura de la sección
L = longitud no arriostrada del miembro
I_{yc} = momento de inercia de la zona en compresión de una sección con respecto al eje de gravedad de la sección completa paralela al alma, usando la sección completa no reducida

Los otros términos se definieron en (a).

F.6.3.3.1.3 - *Vigas con una aleta completamente sujeta a tableros o a tabiques de cerramiento* - Esta sección no es aplicable a la región entre puntos de inflexión adyacentes a un apoyo en vigas continuas, ni para vigas en voladizo.

La resistencia de diseño a flexión, $f_b M_n$, de una sección **C** o **Z** cargada en un plano paralelo al alma, con la aleta a tensión conectada a tableros o tabiques y con la aleta a compresión sin arriostramiento lateral, se determinará con $f_b = 0.90$ y calculando la resistencia nominal a flexión, M_n, así:

$$M_n = R S_e F_y \qquad \textbf{(F.6-88)}$$

en donde:
$R = 0.40$ para secciones **C** en luces simples
$R = 0.50$ para secciones **Z** en luces simples
$R = 0.60$ para secciones **C** en luces continuas
$R = 0.70$ para secciones **Z** en luces continuas
S_e y F_y se definen en F.6.3.3.1.1.
El coeficiente de reducción, **R**, está limitado a sistemas de techo o pared que cumplan las siguientes condiciones:

- La altura del elemento debe ser menor que 292 mm (11.5 pulgadas)

- Las aletas son elementos a compresión con bordes rigidizados
- 60 ≤ altura/espesor ≤ 170
- 2.8 ≤ altura/ancho de la aleta ≤ 4.5
- 16 ≤ ancho plano/espesor de la aleta ≤ 43
- Para sistemas de luces continuas, la longitud de traslapo en los apoyos interiores en cada dirección (distancia desde el centro del apoyo al final del traslapo), no debe ser menor que:
  1.5d para secciones **Z**
  3.0 d para secciones canal
- La luz del miembro no debe ser mayor que 10 m
- Para sistemas de luces continuas, la mayor luz de un miembro no debe exceder en más del 20% a la menor luz.
- El movimiento lateral de ambas aletas en los apoyos debe estar impedido.
- Los paneles de techo o pared deben ser láminas de acero, con un recubrimiento mínimo de 0.05 mm de espesor, con una altura mínima de las ondulaciones de 25 mm, espaciadas máximo a 305 mm entre centros y conectada de tal manera que se evite en forma eficiente el movimiento relativo entre el panel y la aleta de la correa.
- El aislamiento debe ser una cubierta de fibra de vidrio de 0 a 152 mm de espesor localizada entre el miembro y el panel de una manera compatible con el sujetador usado.
- Tipo de sujetador: mínimo tornillos de lámina de metal No.12 autorroscante o autorremachante o remaches de 4.8 mm y arandelas de 12.7 mm de diámetro.
- Los sujetadores no deben ser tornillos de tipo no estructural.
- La distancia entre sujetadores no debe ser mayor que 305 mm centro a centro y éstos deben estar localizados cerca del centro de la aleta de la viga.

Si alguna de las variables se sale de los límites acá establecidos arriba, el diseñador debe realizar ensayos a escala natural de acuerdo con F.6.6.1 de esta especificación, o diseñar usando un método racional de análisis. En cualquier caso, se permite realizar ensayos de acuerdo con F.6.6.1, como procedimiento alterno al descrito en esta sección.

F.6.3.3.2 - ***Resistencia al cortante únicamente*** - La resistencia de diseño a cortante de cualquier sección, $f_n V_n$, se calculará así:

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$f_v = 1.0$$

$$V_n = 0.577 F_y h t \qquad \textbf{(F.6-89)}$$

(b) Para $\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.415\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$f_v = 0.90$$

$$V_n = 0.64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \qquad \textbf{(F.6-90)}$$

(c) Para $\frac{h}{t} > 1.415\sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$f_v = 0.90$$

$$V_n = \frac{0.905 E k_v t^3}{h} \qquad \textbf{(F.6-91)}$$

en donde:

f_v = coeficiente de resistencia para cortante
V_n = resistencia nominal a cortante de la viga
t = espesor del alma
h = altura de la porción plana del alma medida en su plano
k_v = coeficiente de pandeo por cortante determinado así:

(i) Para almas no reforzadas, $k_v=5.34$
(ii) Para almas de vigas con rigidizadores transversales que satisfacen los requisitos de F.6.2.6.

cuando $\frac{a}{h} \leq 1.0$, $k_v = 4.00 + \left[\frac{5.34}{(a/h)^2}\right]$ **(F.6-92)**

cuando $\frac{a}{h} > 1.0$, $k_v = 5.34 + \left[\frac{4.00}{(a/h)^2}\right]$ **(F.6-93)**

en donde:

a = longitud del panel a cortante para el elemento de alma no reforzado
= distancia entre rigidizadores transversales para elementos del alma

Cuando el alma consta de dos o más láminas, cada lámina debe considerarse como un miembro separado que soporta su parte correspondiente de cortante.

F.6.3.3.3 - ***Resistencia a flexión y cortante combinados*** - Para vigas con almas no reforzadas, la resistencia requerida a flexión, M_u, y la resistencia requerida a cortante, V_u, deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left[\frac{M_u}{f M_{nxo}}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{f_v V_n}\right]^2 \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.6-94)}$$

Para vigas con rigidizadores de alma transversales, la resistencia requerida a flexión, M_u, y la resistencia requerida a cortante, V_u, no deben exceder $f_b M_n$ y $f_v V_n$ respectivamente. Cuando $\left[M_u / f_b M_{nxo}\right] > 0.5$ y $\left[V_u / f_v V_n\right] > 0.7$, M_u y V_u deben satisfacer la siguiente ecuación de interacción:

$$\left[0.6\frac{M_u}{f_b M_{nxo}}\right] + \left[\frac{V_u}{f_v V_n}\right] \leq 1.3 \qquad \textbf{(F.6-95)}$$

En las ecuaciones anteriores

f_b = coeficiente de resistencia para flexión (véase F.6.3.3.1)
f_v = coeficiente de resistencia a cortante (véase F.6.3.3.2)
M_n = resistencia nominal a flexión cuando solamente existe flexión
M_{nxo} = resistencia nominal a flexión con respecto a los ejes centroidales determinada de acuerdo con F.6.3.3.1, excluyendo lo estipulado en F.6.3.3.1.2
V_n = resistencia nominal a cortante cuando solamente existe corte

F.6.3.3.4 - ***Resistencia al arrugamiento del alma*** - Estos requisitos son aplicables a almas de miembros en flexión o a los componentes pertinentes sujetos a cargas concentradas o reacciones, que actúan perpendicularmente al eje longitudinal del miembro, en el plano del alma en consideración y que causan esfuerzos de compresión en el alma.

Para evitar el arrugamiento de almas planas no reforzadas de miembros en flexión que tienen una relación, h/t, igual o menor a 200, la resistencia requerida a flexión para las cargas concentradas y las reacciones no deben exceder los valores de $f_w P_n$, con $f_w=0.75$ para almas simples sin reforzar y $f_w=0.80$ para secciones en I, y con el

P_n dado en la tabla F.6-2. Las almas de miembros en flexión para las cuales la relación h/t es mayor a 200 deben tener medios adecuados para transmitir las cargas concentradas y las reacciones directamente a las almas.

Las fórmulas de la tabla F.6-2 se aplican a vigas con $R/t \leq 6$ y a tableros con $R/t \leq 7$, $N/t \leq 210$ y $N/h \leq 3.5$.

P_n = representa la resistencia nominal a carga concentrada o a reacción de un alma maciza que conecta las aletas superior e inferior. Para dos o más almas, P_n se calculará para cada alma individual y los resultados se sumarán para obtener las cargas o reacciones nominales para el alma múltiple.

En secciones armadas en **I**, o similares, la distancia entre el conector del alma y la aleta de la viga debe mantenerse tan pequeña como sea práctico.

Tabla F.6-2
P_n

		Perfiles de alma sencilla		Secciones en I o similares[1]
		Aletas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Aletas no rigidizadas	Aletas parcialmente rigidizadas y no rigidizadas
Cargas separación > 1.5h (2)	Reacción extrema (3)	F.6-96	F.6-97	F.6-98
	Reacción interior (4)	F.6-99	F.6-99	F.6-100
Cargas opuestas separación ≤ 1.5h (5)	Reacción extrema (3)	F.6-101	F.6-101	F.6-102
	Reacción interior (4)	F.6-103	F.6-103	F.6-104

Notas:

(1) Secciones I formadas por dos canales conectadas por sus almas, o secciones similares que tienen un alto grado de restricción contra la rotación del alma (tales como secciones en I hechas soldando dos ángulos a una canal).

(2) En los sitios de una carga concentrada o reacción que actúa bien en la aleta superior o en la aleta inferior, cuando la distancia libre entre los bordes de apoyo de ésta y de cargas concentradas opuestas o reacciones, es mayor que **1.5h**.

(3) Para reacciones extremas de vigas o cargas concentradas en el extremo de voladizos cuando la distancia del borde del apoyo al extremo de la viga es menor que **1.5h**.

(4) Para reacciones y cargas concentradas cuando la distancia del borde del apoyo al extremo de la viga es igual o mayor que **1.5h**.

(5) En los sitios de dos cargas concentradas opuestas o de una carga concentrada y una reacción opuesta que actúan simultáneamente en las aletas superior e inferior, cuando la distancia libre entre sus bordes de apoyo adyacentes es igual o menor que **1.5h**

Ecuaciones:

$$\frac{t^2\, k\, C_3\, C_4\, C_q}{1420}\left[331 - 0.61\left(\frac{h}{t}\right)\left(1 + 0.01\left(\frac{N}{t}\right)\right)\right] \qquad \textbf{(F.6-96)}$$

$$\frac{t^2\, k\, C_3\, C_4\, C_q}{1420}\left[217 - 0.28\left(\frac{h}{t}\right)\left(1 + 0.01\left(\frac{N}{t}\right)\right)\right] \qquad \textbf{(F.6-97)}$$

Cuando **N/t>60**, el factor **[1+0.01(N/t)]** puede incrementarse a

$$\left[0.71 + 0.015\left(\frac{N}{t}\right)\right] t^2\, F_y\, C_6\left[10 + 1.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right] \qquad \textbf{(F.6-98)}$$

$$\frac{t^2\ k\ C_1\ C_2\ C_q}{1420}\left[538 - 0.74\left(\frac{h}{t}\right)\left[1 + 0.007\left(\frac{N}{t}\right)\right]\right] \qquad \textbf{(F.6-99)}$$

Cuando **N/t>60** el factor **[1+0.007(N/t)]** puede incrementarse a

$$\left[0.75 + 0.011\left(\frac{N}{t}\right)\right] t^2\ F_y\ C_5\ \left(0.88 + 0.12m\right)\left(15 + 3.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \qquad \textbf{(F.6-100)}$$

$$\frac{t^2\ k\ C_3\ C_4\ C_q}{1420}\left[244 - 0.57\left(\frac{h}{t}\right)\left[1 + 0.01\left(\frac{N}{t}\right)\right]\right] \qquad \textbf{(F.6-101)}$$

$$t^2\ F_y\ C_8\ \left(0.64 + 0.31m\right)\left(10 + 1.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \qquad \textbf{(F.6-102)}$$

$$\frac{t^2\ k\ C_1\ C_2\ C_q}{1420}\left[771 - 2.26\left(\frac{h}{t}\right)\left[1 + 0.0013\left(\frac{N}{t}\right)\right]\right] \qquad \textbf{(F.6-103)}$$

$$t^2\ F_y\ C_7\ \left(0.82 + 0.15m\right)\left(15 + 3.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \qquad \textbf{(F.6-104)}$$

En las fórmulas anteriores:

f_w	=	coeficiente de resistencia para arrugamiento del alma	
P_n	=	resistencia nominal para carga concentrada o reacción resistente por alma, kgf	
C_1	=	**(1.22-0.22k)**	**(F.6-105)**
C_2	=	**(1.06-0.06R/t)£ 1.0**	**(F.6-106)**
C_3	=	**(1.33-0.33k)**	**(F.6-107)**
C_4	=	**(1.15-0.15R/t)£ 1.0** pero no inferior a **0.5**	**(F.6-108)**
C_5	=	**(1.49-0.53k)³ 0.6**	**(F.6-109)**
C_6	=	$1 + (h/t)/750$ cuando **h/t£ 150**	**(F.6-110)**
	=	**1.20** cuando **h/t>150**	**(F.6-111)**
C_7	=	**1/k** cuando **h/t£ 66.5**	**(F.6-112)**
	=	**[1.10-[(h/t)/665]]/k** cuando **h/t>66.5**	**(F.6-113)**
C_8	=	**(0.98-[(h/t)/865])/k**	**(F.6-114)**
C_q	=	$0.7+0.3(q/90)^2$	**(F.6-115)**
F_y	=	esfuerzo de fluencia de diseño del alma (kgf/mm²); véase F.6.1.5.2.1	
h	=	altura de la porción plana del alma medida a lo largo de su plano	
k	=	**Fy/23.2**	**(F.6-116)**
m	=	**t/1.905**	**(F.6-117)**
t	=	espesor del alma, mm	
N	=	longitud real del apoyo. Para el caso de dos cargas concentradas y opuestas distribuidas en longitudes de apoyo desiguales, se debe tomar como **N** el menor valor.	
R	=	radio interno del doblez	
q	=	ángulo entre el plano del alma y el plano de la superficie de apoyo **³ 45°**, pero no mayor a **90°**	

F.6.3.3.5 - ***Resistencia a la flexión y al arrugamiento del alma combinados*** - Las almas planas no reforzadas de perfiles, sujetas a una combinación de flexión y reacción o carga concentradas, se diseñarán para que cumplan los siguientes requisitos:

(a) Para perfiles con almas sencillas no reforzadas:

$$1.07\left(\frac{P_u}{f_w P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{f_b M_{nxo}}\right) \leq 1.42 \qquad \textbf{(F.6-118)}$$

Excepción: En los apoyos interiores de vigas continuas, la fórmula anterior no se aplica a tableros o vigas con dos o más almas sencillas siempre que los bordes en compresión de almas adyacentes estén soportados lateralmente en la región de momento negativo por elementos de aleta conectados en forma continua o intermitente, o por revestimientos rígidos o arriostramiento lateral, y el espaciamiento entre almas adyacentes no exceda 254 mm.

(b) Para perfiles que tengan almas múltiples no reforzadas como por ejemplo vigas **I** hechas de dos canales conectados espalda contra espalda o secciones similares que tengan un alto grado de restricción a la rotación del alma (tales como vigas **I** hechas soldando dos ángulos a una canal);

$$0.82\left(\frac{P_u}{f_w P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{f_b M_{nxo}}\right) \leq 1.32 \qquad \textbf{(F.6-119)}$$

Excepción: Cuando $(h/t) \leq \left(2.33/\sqrt{F_y/E}\right)$ y $l \leq 0.673$, la resistencia nominal a reacción o carga concentrada puede determinarse de acuerdo con F.6.3.3.4.

En las fórmulas anteriores:

f_b = coeficiente de resistencia a la flexión (véase F.6.3.3.1)
f_w = coeficiente de resistencia al arrugamiento del alma (véase F.6.3.3.4)
P_u = resistencia requerida para carga concentrada o reacción en presencia de momento flector
P_n = resistencia nominal para carga concentrada o reacción en ausencia de momento flector, determinada de acuerdo con lo estipulado en F.6.3.3.4
M_u = resistencia a flexión requerida en, o inmediatamente adyacente al punto de aplicación de la carga concentrada o reacción P_u
M_{nxo} = resistencia nominal a flexión con respecto a los ejes centroidales, determinada de acuerdo con F.6.3.3.1, excluyendo lo estipulado en F.6.3.3.1.2
w = ancho plano de la aleta de la viga que está en contacto con la platina de apoyo
t = espesor del alma o de la aleta
l = coeficiente de esbeltez dado en F.6.2.2.1

F.6.3.4 - MIEMBROS EN COMPRESIÓN CARGADOS CONCÉNTRICAMENTE - Esta sección se aplica a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas actuantes es una carga axial que pasa a través del centroide de la sección efectiva, calculada con el esfuerzo F_n definido en esta sección.

(a) La resistencia de diseño axial, $f_c P_n$, se calculará así:

$$f_c = 0.85$$
$$P_n = A_e F_n \qquad \textbf{(F.6-120)}$$

en donde:

A_e = área efectiva al esfuerzo F_n. Para secciones con huecos circulares, A_e debe determinarse de acuerdo con F.6.2.2.2.1 sujeta a las limitaciones de esa sección. Si el número de huecos en la región de la longitud efectiva multiplicado por el diámetro del hueco y dividido por la longitud efectiva no excede 0.015, A_e puede determinarse ignorando los huecos.

F_n se determina así:

Para $F_e > \frac{F_y}{2}$:

$$F_n = F_y\left(1 - \frac{F_y}{4F_e}\right) \qquad \textbf{(F.6-121)}$$

Para $F_e \le \frac{F_y}{2}$:

$$F_n = F_e \qquad \textbf{(F.6-122)}$$

F_e = es el menor de los esfuerzos elásticos de pandeo, por flexión, torsión y flexotorsión, determinados de acuerdo con F.6.3.4.1 a F.6.3.4.3.

(b) Para perfiles en **C** y **Z**, y secciones de ángulo sencillo con aletas no rigidizadas, P_n debe tomarse como el menor valor entre el P_n calculado como se indicó anteriormente y el P_n obtenido de la siguiente manera:

$$P_n = \frac{Ap^2E}{25.7(w/t)^2} \qquad \textbf{(F.6-123)}$$

en donde:

A = área de la sección transversal completa no reducida
w = ancho plano del elemento no rigidizado
t = espesor del elemento no rigidizado

(c) Las secciones en ángulo deben diseñarse para la resistencia axial requerida, P_u, actuando simultáneamente con un momento igual a $P_uL/1000$ aplicado con respecto al eje principal menor y que causa compresión en las puntas de los lados de los ángulos.

(b) La relación de esbeltez, **KL/r**, de todos los miembros en compresión, preferiblemente no debe exceder **200**, excepto durante la construcción únicamente, cuando preferiblemente **KL/r** no debe exceder **300**.

F.6.3.4.1 - *Secciones no sujetas a pandeo por torsión o torsoflexión* - Para secciones doblemente simétricas, secciones cerradas y otras secciones para las que se pueda mostrar que no están sujetas a pandeo torsional o por torsoflexión, el esfuerzo de pandeo elástico en flexión, F_e, debe determinarse así:

$$F_e = \frac{p^2E}{(KL/r)^2} \qquad \textbf{(F.6-124)}$$

en donde:

E = módulo de elasticidad
K = coeficiente de longitud efectiva[6]
L = longitud no arriostrada del miembro
r = radio de giro de la sección transversal completa no reducida

F.6.3.4.2 - *Secciones de simetría sencilla o doble sujetas a pandeo por torsión o torsoflexión* - Para secciones sujetas a pandeo por torsión o torsoflexión, F_e será el menor entre el calculado de acuerdo con F.6.3.4.1 y el F_e calculado de la siguiente manera:

---

(6) En pórticos donde la estabilidad lateral es suministrada por arriostramiento diagonal, paredes de corte, conexión a una estructura adyacente con estabilidad lateral adecuada, o losas de piso o cubiertas aseguradas horizontalmente por paredes o sistemas de arriostramiento paralelos al plano del pórtico, y en cerchas, el factor de longitud efectiva **K**, para miembros en compresión que no dependen de su propia rigidez a la flexión para estabilidad lateral del pórtico o cercha, debe tomarse igual a la unidad, a menos que se muestre por análisis que puede usarse un valor menor.
En un pórtico que depende de su propia rigidez a la flexión para estabilidad lateral, la longitud efectiva, **KL** de los miembros en compresión debe determinarse por un método racional y no debe ser menor que la longitud real no arriostrada.

$$F_e = \frac{1}{2b}\left[(s_{ex} + s_t) - \sqrt{(s_{ex} + s_t)^2 - 4b\,s_{ex}s_t}\right] \qquad \textbf{(F.6-125)}$$

Alternativamente puede obtenerse un estimativo conservador para F_e usando la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{s_t\, s_{ex}}{s_t + s_{ex}} \qquad \textbf{(F.6-126)}$$

en donde:

s_t y s_{ex} se definen en F.6.3.3.1.2(a)

$$b = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 \qquad \textbf{(F.6-127)}$$

Para secciones de simetría sencilla se supone que el eje x es el eje de simetría.

F.6.3.4.3 - ***Secciones no simétricas*** - Para perfiles cuya sección transversal no tiene ninguna simetría, con respecto a un eje ni a un punto, F_e debe determinarse por análisis racional. Alternativamente, los miembros en compresión compuestos de tales perfiles pueden ensayarse de acuerdo con el capítulo F.6.6.

F.6.3.5 - CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS - La resistencia requeridas P_u, M_{ux} y M_{uy} deben cumplir las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{P_u}{f_c P_n} + \frac{C_{mx}M_{ux}}{f_b M_{nx}\alpha_{nx}} + \frac{C_{my}M_{uy}}{f_b M_{ny}\alpha_{ny}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.6-128)}$$

$$\frac{P_u}{f_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{f_b M_{ny}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.6-129)}$$

Cuando $(P_u/f_c P_n) \leq 0.15$, puede usarse la siguiente fórmula en lugar de las dos anteriores.

$$\frac{P_u}{f_c P_n} + \frac{M_{ux}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{f_b M_{ny}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.6-130)}$$

en donde:

P_u	=	resistencia axial requerida
M_{ux}, M_{uy}	=	resistencias requeridas a la flexión con respecto a los ejes centroidales de la sección efectiva determinadas para la resistencia axial requerida actuando sola. Para secciones en ángulo, M_{uy} debe tomarse como la resistencia a flexión requerida o como la resistencia a flexión requerida más $P_uL/1000$, el que produzca el menor valor de P_n.
P_n	=	resistencia axial nominal determinada de acuerdo con F.6.3.4
P_{no}	=	resistencia axial nominal determinada de acuerdo con F.6.3.4, con $F_n=F_y$
M_{nx}, M_{ny}	=	resistencias nominales a flexión con respecto a los ejes centroidales determinadas de acuerdo con F.6.3.3
$1/\alpha_{nx}$, $1/\alpha_{ny}$	=	coeficientes de mayoración $= 1/[1-(P_u/f_c P_E)]$ **(F.6-131)**
f_b	=	0.95 y 0.90 para resistencia a flexión (véase F.6.3.1.1) o 0.90 para vigas sin arriostramiento lateral (F.6.3.1.2).
f_c	=	0.85
P_E	=	$\pi^2 EI_b / (K_b L_b)^2$ **(F.6-132)**
I_b	=	momento de inercia de la sección transversal completa no reducida con respecto al eje de flexión
L_b	=	longitud real no arriostrada en el plano de flexión
K_b	=	coeficiente de longitud efectiva en el plano de flexión

C_{mx}, C_{my} = coeficientes cuyos valores deben tomarse así:

(i) Para miembros en compresión, en pórticos sujetos a desplazamiento lateral

$$C_m = 0.85$$

(ii) Para miembros en compresión restringidos en pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de la flexión

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad \textbf{(F.6-133)}$$

en donde:

M_1/M_2 es la relación entre el momento menor y el mayor en los extremos de la porción no arriostrada del miembro en el plano de flexión considerado. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro se deforma en doble curvatura y negativa cuando se deforma en curvatura sencilla.

(iii) Para miembros en compresión de pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse por análisis racional. Sin embargo, en lugar de tal análisis se pueden usar los siguientes valores:

(a) Para miembros cuyos extremos están restringidos $C_m=0.85$
(b) Para miembros cuyos extremos no están restringidos $C_m=1.0$

F.6.3.6 - MIEMBROS TUBULARES CILINDRICOS - Los requisitos de esta sección se aplican a miembros tubulares cilíndricos que tienen una relación entre el diámetro exterior y el espesor de la pared, D/t, no mayor que $0.441E/F_y$.

F.6.3.6.1 - *Flexión* - Para miembros en flexión la resistencia requerida a flexión sin combinar con carga axial, cortante ni fuerzas concentradas locales o reacciones, no debe exceder f_bM_n, donde $f_b=0.95$ y M_n se calcula así:

Para $\frac{D}{t} \le \frac{0.070E}{F_y}$

$$M_n = 1.25F_yS_f \qquad \textbf{(F.6-134)}$$

Para $\frac{0.070E}{F_y} < \frac{D}{t} \le \frac{0.319E}{F_y}$

$$M_n = \left[0.970 + \frac{0.020\left(E/F_y\right)}{\left(D/t\right)}\right]F_yS_f \qquad \textbf{(F.6-135)}$$

Para $\frac{0.319E}{F_y} < \frac{D}{t} \le \frac{0.441E}{F_y}$

$$M_n = \left[\frac{0.328E}{\left(D/t\right)}\right]S_f \qquad \textbf{(F.6-136)}$$

en donde:
S_f = módulo elástico de la sección transversal completa no reducida

F.6.3.6.2 - *Compresión* - Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas y momentos mayorados que actúan sobre el miembro, es equivalente a una fuerza sencilla en dirección del eje del miembro que pasa a través del centroide de la sección.

La resistencia de diseño axial, $f_o P_n$, se calculará así:

$$f_c = 0.85$$
$$P_n = F_n A_e \qquad \textbf{(F.6-137)}$$

En la ecuación anterior:

Para F_e mayor que $F_y/2$

F_n = esfuerzo de pandeo por flexión.

$$= F_y \left(1 - \frac{F_y}{4F_e}\right) \qquad \textbf{(F.6-138)}$$

F_e = esfuerzo de pandeo elástico determinado de acuerdo con F.6.3.4.1

$$A_e = \left[1 - \left(1 - R^2\right)\left(1 - \frac{A_o}{A}\right)\right] A \qquad \textbf{(F.6-139)}$$

$$R = \sqrt{\frac{F_y}{2\,F_e}}$$

$$A_o = \left[\frac{0.037}{\left(DF_y/tE\right)} + 0.667\right] A \le A \quad \text{para} \quad \frac{D}{t} \le \frac{0.441E}{F_y} \qquad \textbf{(F.6-140)}$$

A = área de la sección transversal sin reducir

Para $F_e \le \frac{F_y}{2}$

$$F_n = F_e$$
$$A_e = A$$

F.6.3.6.3 - *Flexión y compresión combinadas* - La flexión y compresión combinadas deben satisfacer los requisitos de F.6.3.5.

F.6.4 ENSAMBLAJES ESTRUCTURALES

F.6.4.1 - SECCIONES ARMADAS

F.6.4.1.1 - *Secciones en I compuestas por dos canales* - El espaciamiento longitudinal máximo permisible de soldaduras u otros conectores s_{max}, para unir dos canales que conforman una sección I debe ser:

(a) Para miembros en compresión:

$$S_{máx} = \frac{Lr_{cy}}{2\,r_I} \qquad \textbf{(F.6-141)}$$

en donde:

$\mathbf{L}$ = longitud no arriostrada del miembro en compresión

$\mathbf{r_I}$ = radio de giro de la sección $\mathbf{I}$ con respecto al eje perpendicular a la dirección en la cual ocurriría el pandeo para las condiciones dadas de soporte en los extremos y de arriostramiento intermedio

$\mathbf{r_{cy}}$ = radio de giro de una canal respecto a su eje centroidal paralelo al alma

(b) Para miembros en flexión:

$$S_{máx} = \frac{L}{6} \qquad \textbf{(F.6-142)}$$

En ningún caso el espaciamiento debe exceder el valor

$$S_{máx} = \frac{2gT_s}{mq} \qquad \textbf{(F.6-143)}$$

en donde:

$\mathbf{L}$ = luz de la viga

$\mathbf{T_s}$ = resistencia de diseño de la conexión en tensión

$\mathbf{g}$ = distancia vertical entre las dos filas de conexiones más cercanas a las aletas superior e inferior

$\mathbf{q}$ = intensidad de la carga que actúa sobre la viga (véanse más adelante los métodos para determinarla)

$\mathbf{m}$ = distancia del centro de cortante de una canal al plano medio de su alma. Para canales sencillas sin pestañas rigidizadoras en los bordes extremos:

$$m = \frac{w_f^2}{2w_f + (d/3)} \qquad \textbf{(F.6-144)}$$

Para canales con pestañas rigidizadoras en los bordes extremos:

$$m = \left[\frac{w_f dt}{4I_x}\right]\left[w_f d + 2D\left[\frac{d - 4D^2}{3d}\right]\right] \qquad \textbf{(F.6-145)}$$

en donde:

$\mathbf{w_f}$ = proyección de las aletas con respecto a la cara interior del alma. (Para canales con aletas de diferente ancho $\mathbf{w_f}$ debe tomarse como el ancho de la aleta más ancha)

$\mathbf{d}$ = altura de la canal o viga

$\mathbf{D}$ = altura total de la pestaña

$\mathbf{I_x}$ = momento de inercia de una canal con respecto a su eje centroidal normal al alma

La intensidad de la carga, $\mathbf{q}$, se obtiene dividiendo la magnitud de las cargas concentradas o reacciones mayoradas por la longitud de apoyo. Para vigas diseñadas para una carga uniformemente distribuida, $\mathbf{q}$ debe tomarse igual a tres veces la intensidad de la carga mayorada uniformemente distribuida. Si la longitud de apoyo de una carga concentrada o reacción es menor que el espaciamiento entre soldaduras, $\mathbf{s}$, la resistencia requerida de las soldaduras o conexiones más cercanas a la carga o reacción es:

$$T_s = \frac{P_s m}{2g} \qquad \textbf{(F.6-146)}$$

donde $\mathbf{P_s}$ es una carga concentrada o reacción, basadas en cargas mayoradas

El espaciamiento requerido máximo de las conexiones, $\mathbf{s_{max}}$, depende de la intensidad de la carga mayorada aplicada directamente en la conexión. Por tanto, si se usa un espaciamiento uniforme de las conexiones en toda la longitud de la viga, éste debe determinarse en el punto de intensidad de carga máxima local. En aquellos casos donde este procedimiento resulte en un espaciamiento muy pequeño y por tanto antieconómico, puede adoptarse cualquiera de los siguientes métodos:

(a) El espaciamiento de la conexión se puede variar a lo largo de la viga de acuerdo con la variación de la intensidad de la carga.

(b) Se pueden soldar cubreplatinas de refuerzo a las aletas en los puntos donde están localizadas las cargas concentradas.

La resistencia de diseño a cortante de la conexión entre estas platinas y las aletas, debe entonces usarse como T_s, y debe tomarse la altura de la viga como g.

F.6.4.1.2 - *Espaciamiento de conexiones en elementos a compresión* - El espaciamiento, s, en la línea de esfuerzo, de soldaduras, remaches o pernos que conectan una lámina, cubreplaca, o un rigidizador no integral en compresión a otro elemento, no debe exceder:

(a) El espaciamiento requerido para transmitir el cortante entre las partes conectadas considerando la resistencia de diseño por conexión especificada en otra parte de esta norma.

(b) $1.16t\sqrt{E/f_c}$ donde t es el espesor de la cubreplaca o lámina, y f_c es el esfuerzo a la carga de diseño en la cubreplaca o lámina.

(c) Tres veces el ancho plano, w, del elemento en compresión no rigidizado más angosto participante en la conexión, sin que sea menor que $1.11t\sqrt{E/F_y}$ si $w/t < 0.50\sqrt{E/F_y}$, $1.33t\sqrt{E/F_y}$ si $w/t \geq 0.50\sqrt{E/F_y}$, a menos que se requiera un menor espaciamiento de acuerdo con el literal (a) o (b) de esta sección.

En el caso de soldaduras intermitentes de filete paralelas a la dirección del esfuerzo, se debe tomar el espaciamiento como la distancia libre entre soldaduras más 13 mm. En todos los otros casos el espaciamiento debe tomarse como la distancia centro a centro entre conexiones.

Excepción: Los requisitos de esta sección no son aplicables a cubreláminas que actúan únicamente como material de fachada y no se consideran como elementos portantes.

F.6.4.2 - SISTEMAS MIXTOS - El diseño de miembros en sistemas mixtos que usan componentes de acero formados en frío en combinación con otros materiales debe cumplir los requisitos de esta especificación y la especificación aplicable del otro material.

F.6.4.3 - ARRIOSTRAMIENTO LATERAL - Las riostras deben diseñarse para restringir la flexión lateral o el momento torsor de la viga o la columna cargada, y para evitar el arrugamiento local en los puntos de conexión.

F.6.4.3.1 - *Vigas y columnas simétricas* - Las riostras y sistemas de arriostramiento, incluyendo conexiones, deben diseñarse considerando los requisitos de resistencia y rigidez.

F.6.4.3.2 - *Vigas de sección en canal y en Z* - Para riostras que restringen el momento torsor de canales y secciones en Z usadas como vigas cargadas en el plano del alma, se aplican los siguientes requisitos únicamente cuando:

(a) La aleta superior está conectada al sistema de tablero o de tabique, en forma tal que restringe efectivamente la deflexión lateral de la aleta conectada[7].

(b) Cuando ninguna de las aletas está así conectada.

Cuando ambas aletas están conectadas al tablero o tabique, no se requiere arriostramiento adicional.

F.6.4.3.2.1 - *Anclaje del arriostramiento para sistemas de cubierta bajo cargas de gravedad con la aleta superior conectada al panel de cubierta* - Para canales y secciones Z diseñadas de acuerdo con F.6.3.3.1.1, y que tienen tableros o tabiques sujetados directamente a las aletas superiores de tal manera que inhiben

(7) Cuando la especificación no suministra un método explícito para el diseño, se debe obtener mayor información en el Comentario.

efectivamente los movimientos relativos entre el panel y la aleta de la correa, se deben tomar las precauciones necesarias para restringir las aletas de manera que el máximo desplazamiento lateral de la aleta superior con respecto a los puntos de apoyo de la correa no exceda la luz dividida por 360. Si las aletas superiores de todas las correas están orientadas en la misma dirección, el anclaje del sistema de restricción debe ser capaz de satisfacer los requisitos de F.6.4.3.2.1(a) y F.6.4.3.2.1(b). Si las aletas superiores de líneas adyacentes de correas están orientadas en direcciones opuestas, no se aplican los requisitos de F.6.4.3.2.1(a) y F.6.4.3.2.1(b).

Las riostras pueden conectarse únicamente a una línea de correas en cada vano de correas en cada agua de la cubierta, si se toman las medidas necesarias para transmitir las fuerzas provenientes de las otras líneas de correas, a través del sistema de cubierta y su sistema de sujeción. Las riostras deben estar tan cerca como sea posible de la aleta que está conectada al tablero o tabique. Todos los vanos de correas deben estar provistos de riostras.

Para disposiciones de riostras diferentes a las contempladas en F.6.4.3.2.1(a) y F.6.4.3.2.1(b), se deben llevar a cabo ensayos de acuerdo con el capítulo F.6.6, de manera que el tipo y espaciamiento de las riostras seleccionadas sean tales que la resistencia del ensayo del ensamblaje con secciones **Z** sea igual o mayor que su resistencia nominal de diseño a la flexión, en lugar de la requerida en el capítulo F.6.6.

(a) **Secciones C** - Para sistemas de cubierta que usen canales como correas, colocados en tal forma que las aletas en compresión están orientadas en la misma dirección, se debe suministrar un sistema de restricción, capaz de resistir **0.05W**, adicional a cualquier otra carga, donde **W** es la carga mayorada soportada por todas las líneas de correas que están siendo restringidas. Donde se use más de una riostra en una línea de correas, la fuerza de restricción **0.05W** debe dividirse igualmente entre todas las riostras.

(b) **Secciones Z** - Para sistemas de cubierta que tengan una rigidez de diafragma de por lo menos 36 kgf/mm, y entre cuatro y veinte líneas de correas cuyas aletas superiores están orientadas hacia la parte más alta de la cubierta y con riostras en los puntos de apoyo de las correas, en la mitad de la luz o en los puntos tercios, cada riostra debe diseñarse para resistir una fuerza determinada así:

(1) Sistema de luz sencilla con restricciones en los apoyos:

$$P_L = 0.5\left[\frac{0.220\, b^{1.50}}{n_p^{0.72}\, d^{0.90}\, t^{0.60}} - \text{Sen}\, q\right] W \qquad \textbf{(F.6-147)}$$

(2) Sistema de luz sencilla con restricciones en los tercios de la luz:

$$P_L = 0.5\left[\frac{0.474\, b^{1.22}}{n_p^{0.57}\, d^{0.89}\, t^{0.33}} - \text{Sen}\, q\right] W \qquad \textbf{(F.6-148)}$$

(3) Sistema de luz sencilla con restricción en la mitad de la luz:

$$P_L = \left[\frac{0.224\, b^{1.32}}{n_p^{0.65}\, d^{0.83}\, t^{0.50}} - \text{Sen}\, q\right] W \qquad \textbf{(F.6-149)}$$

(4) Sistema de varias luces con restricciones en los apoyos:

$$P_L = C_{tr}\left[\frac{0.053\, b^{1.88}\, L^{0.13}}{n_p^{0.95}\, d^{1.07}\, t^{0.94}} - \text{Sen}\, q\right] W \qquad \textbf{(F.6-150)}$$

con:

C_{tr} = **0.63** para riostras en los apoyos extremos de sistemas de varias luces
C_{tr} = **0.87** para riostras en los primeros apoyos interiores
C_{tr} = **0.81** para las demás riostras.

(5) Sistemas de varias luces con restricciones en los tercios de las luces:

$$P_L = C_{th} \left[\frac{0.181\, b^{1.15}\, L^{0.25}}{n_p^{0.54}\, d^{1.11}\, t^{0.29}} - \text{Sen}\, q \right] W \qquad \textbf{(F.6-151)}$$

con:

C_{th} = **0.57** para riostras externas en luces exteriores

C_{th} = **0.48** para las demás riostras

(6) Sistema de varias luces con restricciones en la mitad de las luces:

$$P_L = C_{ms} \left[\frac{0.116\, b^{1.32}\, L^{0.18}}{n_p^{0.70}\, d^{1.00}\, t^{0.50}} - \text{Sen}\, q \right] W \qquad \textbf{(F.6-152)}$$

con:

C_{ms} = **1.05** para riostras en luces exteriores

C_{ms} = **0.90** para las demás riostras

en donde:

b = ancho de la aleta, mm

d = altura de la sección, mm

t = espesor, mm

L = luz, mm

q = ángulo entre la vertical y el plano del alma de la sección Z, en grados

n_p = número de líneas paralelas de correas

W = carga mayorada total soportada por las líneas de correas entre apoyos adyacentes, en kilogramos

La fuerza P_L es positiva cuando se requiere una restricción para impedir el movimiento de las aletas de la correa hacia la parte superior de la cubierta.

Para sistemas que tienen menos de cuatro líneas de correas, la fuerza de la riostra puede determinarse como 1.1 veces la fuerza encontrada por medio de las ecuaciones F.6-147 a F.6-152, con $n_p=4$. Para sistemas que tienen más de veinte líneas de correas, la fuerza de la riostra puede determinarse por medio de las ecuaciones F.6-147 a F.6-152, con $n_p=20$.

F.6.4.3.2.2 - ***Ninguna de las aletas está conectada al panel*** - Cada riostra intermedia, en la aleta superior e inferior, debe diseñarse para resistir una fuerza lateral, P_L, determinada así:

(a) Para cargas uniformes, $P_L=1.5K'$ veces la carga mayorada localizada en una distancia igual a **0.5a** a cada lado de la riostra.

(b) Para cargas concentradas, $P_L=1.0K'$ veces cada carga mayorada concentrada localizada en una distancia igual a **0.3a** a cada lado de la riostra, más $1.4K'[1-(x/a)]$ veces cada carga mayorada concentrada localizada mas allá de la distancia **0.3a** pero no más allá de **1.0a** medida desde la riostra.

En las fórmulas anteriores:

Para canales y secciones **Z**

x = distancia entre la carga concentrada y la riostra

a = distancia entre las líneas centrales de las riostras

Para canales:

$$K' = \frac{m}{d} \qquad \textbf{(F.6-153)}$$

en donde:

m = distancia del centro de cortante al plano medio del alma, de acuerdo con lo especificado en F.6.4.1.1

d = altura de la canal

Para secciones **Z**

$$K¢ = \frac{I_{xy}}{I_x} \qquad \textbf{(F.6-154)}$$

en donde:

I_{xy} = producto de inercia de la sección completa con respecto a los ejes centroidales paralelo y perpendicular al alma

I_x = momento de inercia de la sección completa respecto al eje centroidal perpendicular al alma

Las riostras deben diseñarse en forma tal que eviten el arrugamiento local en los puntos de conexión al miembro. Las riostras deben estar conectadas tanto a la aleta superior como a la aleta inferior de la sección, en los extremos y a intervalos no mayores a un cuarto de la luz, de tal manera que impidan el cabeceo en los extremos y la deflexión lateral de cualquiera de las aletas en cualquier dirección en los puntos de arriostramiento intermedio. Si un tercio o más de la carga total en la viga se concentra en una longitud de un doceavo o menos de la luz de la viga, se debe colocar una riostra adicional en o cerca del centro de esta longitud cargada.

Excepción: cuando todas las cargas y reacciones en una viga se transmiten a través de miembros conectados a la sección de tal forma que restrinjan efectivamente la sección contra la rotación y el desplazamiento lateral, no se requieren otras riostras.

F.6.4.3.3 - ***Vigas cajón no arriostradas lateralmente*** - Para secciones cerradas tipo cajón, usadas como vigas sujetas a flexión alrededor del eje mayor, la relación entre la longitud sin soporte lateral y la distancia entre las almas de la sección no debe exceder $0.086E/F_y$.

F.6.4.4 - PARALES Y ENSAMBLAJES DE PARED - La resistencia de diseño de un paral puede calcularse basándose en la sección C (despreciando el tabique de recubrimiento y haciendo uso del acero solamente) o considerando que el tabique (conectado a uno o ambos lados del paral) suministra un soporte lateral y rotacional adecuado al paral en el plano de la pared, siempre y cuando el paral, el tabique y las conexiones cumplan con los siguientes requisitos:

Ambos extremos del paral deben estar arriostrados para restringir la rotación respecto a su eje longitudinal y el desplazamiento horizontal perpendicular al eje del paral; sin embargo, los extremos pueden o no estar libres para rotar alrededor de ambos ejes perpendiculares al eje del paral. El tabique debe estar conectado a los miembros superior e inferior del ensamblaje de la pared para aumentar la restricción al paral y estabilizar todo el conjunto.

Cuando se utiliza el tabique para estabilizar los parales de la pared, éste debe conservar una adecuada resistencia y rigidez durante toda la vida útil esperada de la pared, y se le debe brindar el arriostramiento adicional que requiera para una adecuada integridad estructural, durante la construcción y en la estructura terminada.

Las ecuaciones dadas se basan en parales de acero con almas sólidas y son aplicables dentro de las siguientes limitaciones:

Punto de fluencia, F_y £ **35.2** kgf/mm² (50 ksi)

Altura de la sección, **d £ 152** mm (6 pulgadas)

Espesor **t £ 1.9** mm (0.075 pulgadas)

Longitud del conjunto **L £ 4.9** m (16 pies)

Espaciamiento entre parales, **B**, no menor que **305** mm ni mayor que **610** mm

Los parales con perforaciones deben diseñarse usando los resultados de un ensayo de una columna corta o análisis racional, o ambos.

F.6.4.4.1 - *Parales en compresión* - Para parales que tengan tabiques idénticos conectados a ambas aletas, e ignorando cualquier restricción rotacional suministrada por ellos[8], la resistencia de diseño axial, $f_c P_n$, se calculará así:

$$f_c = 0.85$$
$$P_n = A_e F_n \qquad \text{(F.6-155)}$$

en donde:

f_c = coeficiente de resistencia para compresión axial
A_e = área efectiva determinada con el esfuerzo F_n
F_n = el menor valor determinado por las siguientes tres condiciones:

(a) Para impedir el pandeo de columna entre sujetadores en el plano de la pared, F_n debe calcularse de acuerdo con F.6.3.4 con KL igual a dos veces la distancia entre sujetadores.

(b) Para impedir el pandeo global de la columna por flexión o torsión, o ambas, F_n debe calcularse de acuerdo con F.6.3.4 con F_e tomado como el menor valor de los dos valores s_{CR} especificados para los siguientes tipos de sección, donde s_{CR} es el esfuerzo elástico teórico de pandeo bajo carga concentrada.

(1) Canales de simetría sencilla y secciones en C.

$$s_{CR} = s_{ey} + \overline{Q}_a \qquad \text{(F.6-156)}$$

$$s_{CR} = \frac{1}{2b}\left[\left(s_{ex} + s_{tQ}\right) - \sqrt{\left(s_{ex} + s_{tQ}\right)^2 - \left(4b\, s_{ex}\, s_{tQ}\right)}\right] \qquad \text{(F.6-157)}$$

(2) Secciones en Z:

$$s_{CR} = s_t + \overline{Q}_t \qquad \text{(F.6-158)}$$

$$s_{CR} = \frac{1}{2}\left[\left(s_{ex} + s_{ey} + sQ_a\right) - \sqrt{\left(s_{ex} + s_{ey} + sQ_a\right)^2 - 4\left(s_{ex} s_{ey} + s_{ex} Q_a - s_{exy}^2\right)}\right] \qquad \text{(F.6-159)}$$

(3) Secciones en I (doblemente simétricas)

$$s_{CR} = s_{ey} + \overline{Q}_a \qquad \text{(F.6-160)}$$

$$s_{CR} = s_{ex} \qquad \text{(F.6-161)}$$

En las fórmulas anteriores:

$$s_{ex} = \frac{p^2 E}{\left(L/r_x\right)^2} \qquad \text{(F.6-162)}$$

$$s_{exy} = \frac{p^2\, EI_{xy}}{AL^2} \qquad \text{(F.6-163)}$$

(8) Los parales con fachada en una aleta únicamente, o con diferentes fachadas en ambas aletas, o que tengan restricción rotacional apreciable, o que tengan cualquier combinación de las anteriores, deben diseñarse de acuerdo con los mismos principios básicos de análisis usados en el desarrollo de los requisitos de esta sección.

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(L/r_y\right)^2} \qquad \textbf{(F.6-164)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{L^2}\right] \qquad \textbf{(F.6-165)}$$

$$\sigma_{tQ} = \sigma_t + \overline{Q}_t \qquad \textbf{(F.6-166)}$$

$\overline{Q}$ = $\overline{q}B$ = rigidez de cortante de diseño cuando se tengan tabiques en ambos lados de la pared
$\overline{q}$ = rigidez de cortante de diseño del tabique por milímetro de espaciamiento entre los parales (véase la tabla F.6-3)
B = espaciamiento de los parales en milímetros

$$\overline{Q}_a = \frac{\overline{Q}}{A} \qquad \textbf{(F.6-167)}$$

A = área de la sección transversal completa no reducida
L = longitud del paral

$$\overline{Q}_t = \frac{\overline{Q}\, d^2}{4 A\, r_o^2} \qquad \textbf{(F.6-168)}$$

d = altura de la sección
I_{xy} = producto de inercia

(c) Para impedir la falla por cortante del tabique, se debe usar un valor de F_n en las siguientes ecuaciones de tal manera que la deformación unitaria por cortante del mismo, γ, no exceda la deformación unitaria admisible por cortante, $\overline{\gamma}$. La deformación unitaria por cortante, γ, debe determinarse así:

$$\gamma = \frac{\pi}{L}\left[C_1 + \left(E_1 \frac{d}{2}\right)\right] \qquad \textbf{(F.6-169)}$$

en donde:
C_1, E_1 = son los valores absolutos de C_1 y E_1 especificados a continuación para cada tipo de sección:

(1) Canales con simetría sencilla y secciones C

$$C_1 = \frac{F_n C_o}{\sigma_{ey} - F_n + \overline{Q}_a} \qquad \textbf{(F.6-170)}$$

$$E_1 = \frac{F_n\left[\left(\sigma_{ex} - F_n\right)\left(r_o^2 E_o - x_o D_o\right) - F_n x_o\left(D_o - x_o E_o\right)\right]}{\left(\sigma_{ex} - F_n\right) r_o^2 \left(\sigma_{tQ} - F_n\right) - \left(F_n x_o\right)^2} \qquad \textbf{(F.6-171)}$$

(2) Secciones en Z

$$C_1 = \frac{F_n\left[C_o\left(\sigma_{ex} - F_n\right) - D_o\, \sigma_{exy}\right]}{\left(\sigma_{ey} - F_n + \overline{Q}_a\right)\left(\sigma_{ex} - F_n\right) - \sigma_{exy}^2} \qquad \textbf{(F.6-172)}$$

$$E_1 = \frac{F_n\ E_o}{s_{tQ} - F_n} \qquad \textbf{(F.6-173)}$$

(3) Secciones en I

$$C_1 = \frac{F_n\ C_o}{s_{ey} - F_n + \overline{Q}_a} \qquad \textbf{(F.6-174)}$$

$E_1 = 0$

en donde:

X_o = distancia del centro de cortante al centroide a lo largo del eje principal X, en milímetros (valor absoluto)

C_o, E_o, D_o son imperfecciones iniciales de columna, las cuales deben suponerse por lo menos como;

C_o = $L/350$ en una dirección paralela a la pared **(F.6-175)**

D_o = $L/700$ en una dirección perpendicular a la pared **(F.6-176)**

E_o = $L/(d \times 10000)$, rad, una medida del momento torsor inicial del paral con respecto a la posición ideal inicial no pandeada **(F.6-177)**

Cuando $F_n > 0.5F_y$, en las definiciones de s_{ey}, s_{ex}, s_{exy} y s_{tQ}, los parámetros E y G deben reemplazarse por E' y G', respectivamente, así:

$$E' = \frac{4E\ F_n\left(F_y - F_n\right)}{F_y^2} \qquad \textbf{(F.6-178)}$$

$$G' = G\frac{E'}{E} \qquad \textbf{(F.6-179)}$$

Los parámetros de tabique $\overline{q}_o$ y $\overline{g}$ pueden determinarse a partir de ensayos representativos a escala natural, ejecutados y evaluados según lo descrito por métodos publicados debidamente documentados (véase el Comentario), o a partir de los valores de ensayos a escala reducida dados en la tabla F.6-3.

F.6.4.4.2 - *Parales de pared en flexión* - Las resistencias de diseño a flexión para parales que tienen tabiques idénticos conectados a ambas aletas, ignorando cualquier restricción a la rotación proveniente de ellos[9], son $f_b M_{nxo}$ y $f_b M_{nyo}$ calculadas así:

f_b = 0.95 para secciones con aletas a compresión parcial o totalmente rigidizadas

f_b = 0.90 para secciones con aletas a compresión sin rigidizar

M_{nxo}, M_{nyo} resistencias nominales a flexión con respecto a los ejes centroidales determinados de acuerdo con F.6.3.3.1, excluyendo los requisitos de F.6.3.3.1.2. (pandeo lateral).

F.6.4.4.3 - *Parales de pared con carga axial y flexión combinadas* - Las resistencias requeridas axialmente y a flexión deben satisfacer las ecuaciones de interacción de F.6.3.5, con los siguientes términos redefinidos:

P_n = resistencia nominal axial determinada de acuerdo con F.6.4.4.1.

M_{nx}, M_{ny} en las ecuaciones F.6-128 y F.6-130 deben remplazarse por las resistencias nominales a flexión, M_{nxo} y M_{nyo}, respectivamente.

(9) Los parales que sólo tienen tabique a un lado, o con tabiques idénticos en ambos lados, o con resistencia rotacional que no se desprecia, o cualquier combinación de estos casos, se diseñaran de acuerdo con los mismos principios básicos de análisis utilizados al deducir los requisitos de esta sección.

Tabla F.6-3
Parámetros de tabique (1)

Tabique (2)	$\bar{q}_o$ (3) (kgf/mm)	$\bar{g}$ (mm/mm)
Tablero de yeso de espesor 9.5 mm a 16 mm	36	0.008
Tableros de lignocelulosa	18	0.009
Tableros de fibra (regular o impregnada)	11	0.007
Tablero de fibra (fuertemente impregnada)	21	0.010

Notas:

(1) Los valores dados están sujetos a las siguientes limitaciones:
Todos los valores consideran que hay tabique en ambos lados de la pared.
Todos los sujetadores son tornillos autorroscantes No 6, tipo S12, con cabeza avellanada curva o semiesférica, o equivalente, espaciados entre 150 y 300 milímetros.

(2) Todos los tabiques tienen espesor de 12.7 mm, excepto en donde se indique lo contrario.

(3) $\bar{q} = \bar{q}_o\left[2 - \left(s/305\right)\right]$ **(F.6-180)**

en donde:

s = espaciamiento entre sujetadores, mm

Para otros tipos de tabique, $\bar{q}_o$ y $\bar{g}$ pueden determinarse conservadoramente a partir de ensayos sobre probetas pequeñas representativas prescritos en métodos documentados y publicados (véase el Comentario).

F.6.5 CONEXIONES Y UNIONES

F.6.5.1 - REQUISITOS GENERALES - Las conexiones deben diseñarse para transmitir las máximas fuerzas que resulten de las cargas mayoradas actuando en el miembro conectado. La excentricidad debe tenerse en cuenta en forma apropiada.

F.6.5.2 - CONEXIONES SOLDADAS - Los siguientes criterios de diseño para estados límites rigen para las conexiones soldadas usadas en miembros estructurales de acero formados en frío, en los cuales el espesor de la parte conectada más delgada es de 4.6 mm o menor. Para conexiones soldadas en que el espesor de la parte conectada más delgada es mayor que 4.6 mm, acuda al Capítulo F.2.

Con excepción de las modificaciones aquí incluidas, las soldaduras de arco en aceros donde por lo menos una de las partes conectadas tenga un espesor de 4.6 mm o menor, deben hacerse de acuerdo con la norma AWS D1.3 (Referencia 2 de la Sección F.6.1.6) y su comentario.

Los soldadores y los procedimientos de soldadura deben calificarse de acuerdo con lo estipulado en la norma AWS D1.3. Estas especificaciones están encaminadas a cubrir las posiciones de soldadura mostradas en la tabla F.6-4.

Las soldaduras de resistencia deben hacerse de acuerdo con los procedimientos dados en la norma AWS C1.1, "Prácticas recomendadas para soldaduras de resistencia" o AWS C1.3, "Práctica recomendada para soldadura de resistencia en aceros recubiertos, con bajo contenido de carbón".

La resistencia requerida en cada soldadura no debe exceder la resistencia de diseño, fP_n:

en donde:

f = coeficiente de resistencia para conexiones con soldadura de arco, definido en F.6.5.2.1 a F.6.5.2.5

P_n = resistencia nominal de las soldaduras determinada de acuerdo con F.6.5.2.1 a F.6.5.2.5

Tabla F.6-4

Conexión	Posición para soldar					
	Soldadura acanalada al tope	Punto de soldadura de arco	Cordón de soldadura de arco	Soldadura de filete traslapo o T	Soldadura acanalada abocinada	Soldadura acanalada abocinada V
Lámina a Lámina	P	-	P	P	P	P
	H	-	H	H	H	H
	V	-	-	V	V	V
	S	-	-	S	S	S
Lámina a miembro de apoyo	-	P	P	P	P	-
	-	-	-	H	S	-
	-	-	-	V	V	-
	-	-	-	S	S	-

(P = plano, H = horizontal, V = vertical, S = sobrecabeza)

F.6.5.2.1 - *Soldaduras acanaladas en juntas a tope* - La resistencia de diseño, fP_n, de una soldadura acanalada en juntas a tope, aplicada por uno o por ambos lados, debe determinarse como sigue:

(a) tensión o compresión normal al área efectiva o paralela al eje de la soldadura

$$f = 0.90$$
$$P_n = L\, t_e\, F_y \qquad \textbf{(F.6-181)}$$

(b) cortante en el área efectiva

$$f = 0.80$$
$$P_n = L\, t_e \left(0.60 F_{xx}\right) \text{ ; y} \qquad \textbf{(F.6-182)}$$
$$f = 0.90$$
$$P_n = L\, t_e \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right) \qquad \textbf{(F.6-183)}$$

en donde:

f = coeficiente de resistencia para conexiones soldadas
P_n = resistencia nominal de una soldadura acanalada
F_{xx} = designación del nivel de resistencia en la clasificación de electrodos de la AWS
F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero de material de base menos resistente
L = longitud de la soldadura
t_e = dimensión de la garganta efectiva de la soldadura acanalada

F.6.5.2.2 - *Soldaduras de punto con arco* - Los puntos de soldadura de arco permitidos por esta especificación son para soldar lámina de acero a los miembros de apoyo más gruesos en posición plana. Los puntos de soldadura de arco no deben hacerse en aceros donde la parte conectada más delgada tenga un espesor mayor de 3.8 mm, ni a través de una combinación de láminas de acero cuyo espesor total sea superior a 3.8 mm.

Se deben usar arandelas para soldadura, figuras F.6-6 y F.6-7, cuando el espesor de la lámina es menor de 0.71 mm. Las arandelas para soldadura deben tener un espesor entre 1.27 y 2.03 mm, con un hueco preperforado con diámetro de 9.5 mm, como mínimo.

Los puntos de soldadura de arco deben especificarse por el mínimo diámetro efectivo de área fundida, d_e. El mínimo diámetro efectivo admisible es 9.5 mm.

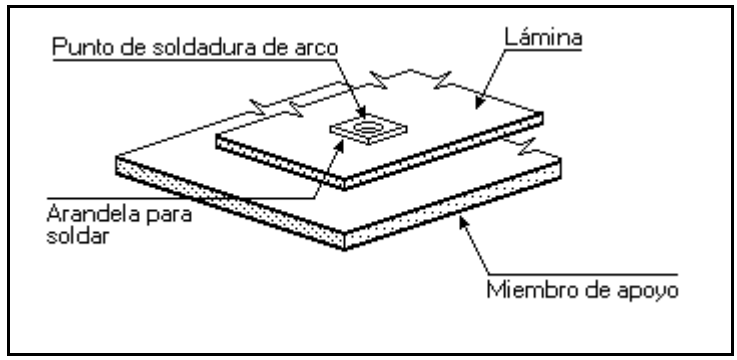


Figura F.6-6
Arandela típica para soldar

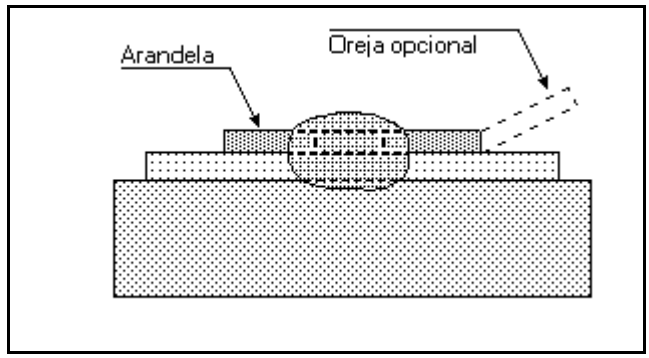


Figura F.6-7
Soldadura de punto con arco, utilizando arandela

La resistencia de diseño al corte, nominal, fP_n, de cada punto de soldadura de arco entre la lámina o láminas y el miembro de apoyo se debe determinar usando el menor de los siguientes valores:

(a)

$$f = 0.60$$

$$P_n = 0.589 d_e^2 F_{xx}; \text{ o} \qquad \textbf{(F.6-184)}$$

(b)

Para $\left(\frac{d_a}{t}\right) \le 0.815\sqrt{\frac{E}{F_u}}$

$$f = 0.60$$

$$P_n = 2.20\, t\, d_a\, F_u \qquad \textbf{(F.6-185)}$$

Para $0.815\sqrt{\frac{E}{F_u}} < \frac{d_a}{t} < 1.397\sqrt{\frac{E}{F_u}}$

$$f = 0.50$$

$$P_n = 0.280\left[1 + 5.59\frac{\sqrt{E/F_u}}{d_a/t}\right] t\, d_a\, F_u \qquad \textbf{(F.6-186)}$$

Para $\frac{d_a}{t} \ge 1.397\sqrt{\frac{E}{F_u}}$

$$f = 0.50$$

$$P_n = 1.40\, t\, d_a\, F_u \qquad \textbf{(F.6-187)}$$

en donde:

f = coeficiente de resistencia para conexiones soldadas

$\mathbf{P_n}$ = resistencia nominal a cortante de una soldadura de arco

d = diámetro visible de la superficie exterior del punto de soldadura de arco

$\mathbf{d_a}$ = diámetro promedio del punto de soldadura de arco en el espesor medio de **t**, (donde $\mathbf{d_a = d - t}$) para una lámina sencilla, y **(d-2t)** para láminas múltiples. (No más de cuatro láminas traslapadas en un miembro de apoyo)

$\mathbf{d_e}$ = diámetro efectivo del área fundida

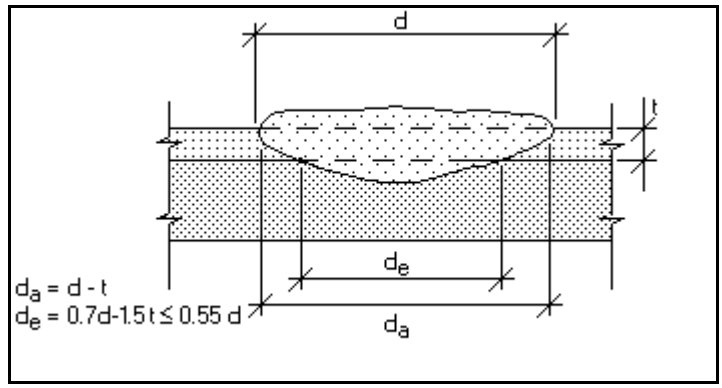
$\mathbf{d_e}$ = **0.7d-1.5t** pero **£0.55d** **(F.6-188)**

t = espesor total combinado del acero base (sin incluir recubrimientos) de las láminas involucradas en la transferencia de cortante.

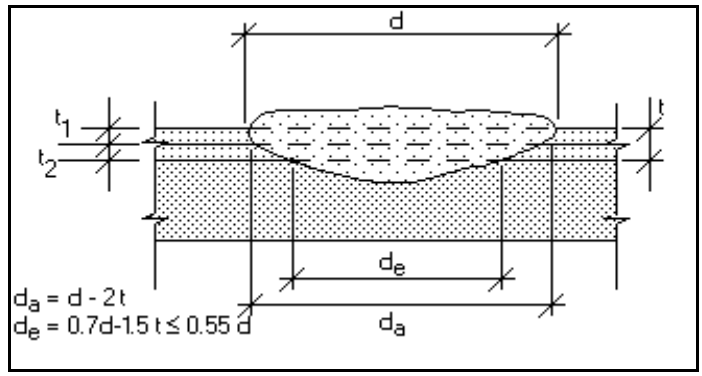
$\mathbf{F_{xx}}$ = designación del nivel de esfuerzo en la clasificación de electrodos de la AWS

$\mathbf{F_u}$ = resistencia a la tensión especificada en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2 o reducida para aceros de baja ductilidad

Nota: Véanse las figuras F.6-8(A) y F.6-8(B) para las definiciónes de los diámetros.



(A) - SOLDADURA DE PUNTO CON ARCO - LAMINA SENCILLA



(B) - SOLDADURA DE PUNTO CON ARCO - DOBLE LAMINA

Figura F.6-8
Soldaduras de punto con arco

La distancia medida en la línea de fuerza desde la línea central de una soldadura al borde más cercano de una soldadura adyacente o al extremo de la parte conectada hacia el cual se dirige la fuerza, no debe ser menor que el valor $\mathbf{e_{mín}}$, dado a continuación:

$$\mathbf{e_{mín} = \frac{P_u}{f F_u t}} \qquad \textbf{(F.6-189)}$$

en donde:

f = coeficiente de resistencia para conexiones soldadas

= **0.70** cuando F_u/F_{ey} ³ **1.15**

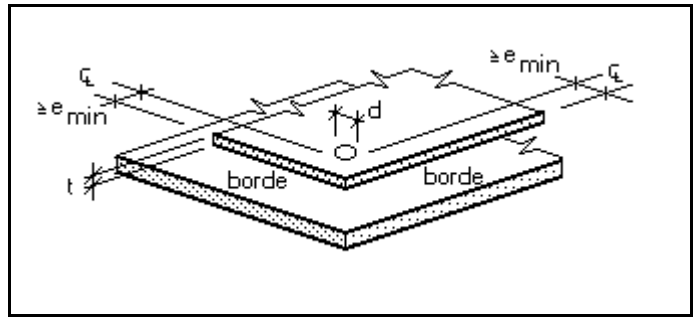
= **0.60** cuando F_u/F_{ey} < **1.15**

P_u = resistencia requerida transmitida por la soldadura

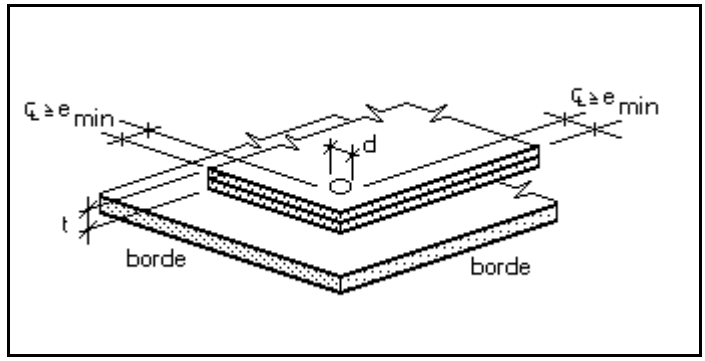
t = espesor de la parte conectada más delgada

F_{ey} = esfuerzo de fluencia tal como se especifica en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2.

Nota: Véanse las figuras F.6-9(A) y F.6-9(B) para las distancias al borde de soldaduras de arco.



(A) - LAMINA SENCILLA



(B) - DOBLE LAMINA

Figura F.6-9
Distancias al borde para soldaduras de punto con arco

Adicionalmente, la distancia desde la línea central de cualquier soldadura al extremo o límite del miembro conectado debe ser como mínimo **1.5d**. En ningún caso la distancia libre entre soldaduras y el extremo del miembro debe ser menor de **1.0d**.

La resistencia de diseño nominal de tensión, fP_n, en cada punto soldado con arco entre la lámina y el miembro de apoyo, se determinará así:

$$f = 0.65$$

$$P_n = 0.7\, t\, d_a\, F_u \qquad \textbf{(F.6-190)}$$

Se deben considerar las siguientes limitaciones adicionales en el uso de la ecuación F.6-190:

$e_{mín}$ ³ **d**

F_{xx} ³ **42.2** kgf/mm²

F_u £ **42.2** kgf/mm²

t £ 0.71 mm

Si se puede demostrar con mediciones que un determinado procedimiento de soldadura producirá consistentemente mayores diámetros efectivos, d_e, o promedio, d_a, según el caso, se puede utilizar este diámetro mayor siempre que este procedimiento particular se siga para la ejecución de dichas soldaduras.

F.6.5.2.3 - *Cordones de soldadura de arco* - Los cordones de soldadura de arco (figura F.6-10), cubiertos por esta especificación se aplican a las siguientes uniones:

(a) Lámina al miembro de apoyo más grueso en la posición plana.

(b) Lámina a lámina en posiciones horizontal y plana.

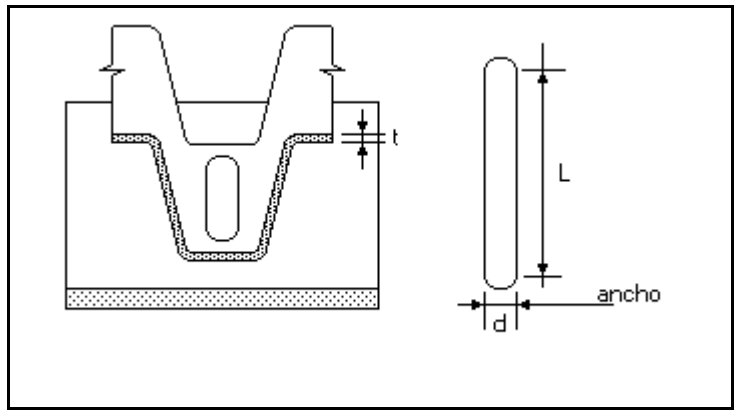


Figura F.6-10
Cordones de soldadura de arco - Lámina a miembro portante en posición plana

La resistencia de diseño a cortante, fP_n, de los cordones de soldadura de arco se deben determinar usando el menor de los siguientes valores:

(a) $f = 0.60$

$$P_n = \left[\frac{p\, d_e^2}{4} + L\, d_e\right] 0.75F_{xx} \text{ ; o} \qquad \textbf{(F.6-191)}$$

(b) $f = 0.60$

$$P_n = 2.5t\, F_u\left(0.25L + 0.96d_a\right) \qquad \textbf{(F.6-192)}$$

en donde:

f	=	coeficiente de resistencia para conexiones soldadas
P_n	=	resistencia nominal a cortante de un cordón de soldadura de arco
d	=	ancho del cordón de soldadura de arco
L	=	longitud del cordón de soldadura sin incluir los extremos circulares. (Para propósitos de cálculo L no debe ser mayor que 3d)
d_a	=	ancho promedio del cordón de soldadura, donde:
d_a	=	$(d-t)$, para láminas sencillas **(F.6-193)**
d_a	=	$(d-2t)$, para láminas dobles **(F.6-194)**
d_e	=	ancho efectivo del cordón de soldadura de arco en las superficies fusionadas.
d_e	=	$0.7d-1.5t$ **(F.6-195)**
F_u, F_{xx}	=	son los definidos en F.6.5.2.2. La mínima distancia al borde debe determinarse de acuerdo con F.6.5.2.2 para puntos de soldadura de arco (Véase la figura F.6-11).

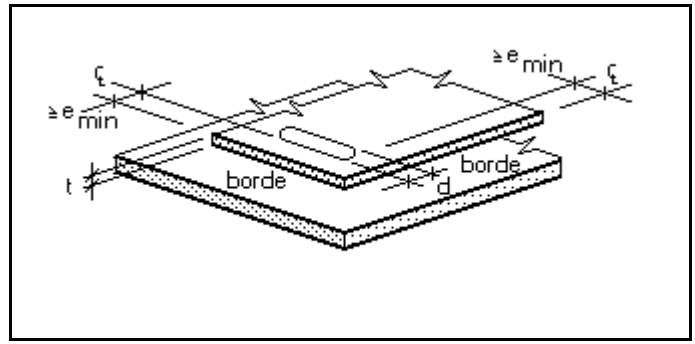


Figura F.6-11
Distancias al borde para cordones de soldadura de arco

F.6.5.2.4 - *Soldaduras de filete* - Las soldaduras de filete cubiertas por esta especificación se aplican a las siguientes soldaduras de uniones en cualquier posición:

(a) Lámina a lámina, o
(b) Lámina a miembro de acero más grueso

La resistencia de diseño a cortante, $\mathbf{fP_n}$, de una soldadura de filete se determinará como sigue:

(a) Para carga longitudinal:

Para $\frac{L}{t} < 25$:

$$f = 0.60$$

$$P_n = \left[1 - \frac{0.01L}{t}\right] t\ L\ F_u \qquad \textbf{(F.6-196)}$$

Para $\frac{L}{t} \geq 25$

$$f = 0.55$$

$$P_n = 0.75t\ L\ F_u \qquad \textbf{(F.6-197)}$$

(b) Para carga transversal:

$$f = 0.60$$

$$P_n = t\ L\ F_u \qquad \textbf{(F.6-198)}$$

en donde:

$\mathbf{t}$ = menor valor entre $\mathbf{t_1}$ y $\mathbf{t_2}$ (véase la figura F.6-12)

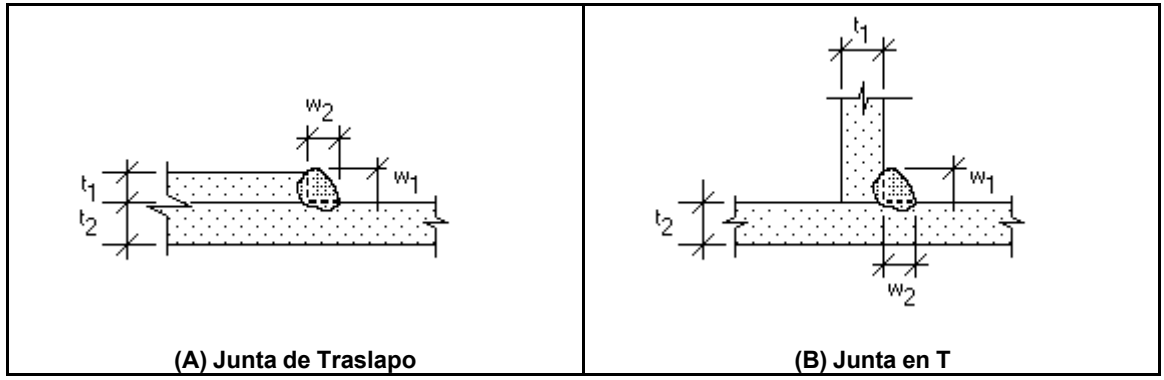


Figura F.6-12
Soldaduras de filete

Adicionalmente, para $t>3.8$ mm, la resistencia de diseño determinada atrás no debe exceder el siguiente valor de fP_n:

$$f = 0.60$$
$$P_n = 0.75 t_w \; L \; F_{xx} \qquad \text{(F.6-199)}$$

en donde:

f = coeficiente de resistencia para conexiones soldadas
P_n = resistencia nominal de la soldadura de filete
L = longitud de la soldadura de filete
t_w = garganta efectiva $=0.707w_1$ ó $0.707w_2$, la que sea menor. Puede tomarse una garganta efectiva mayor si se demuestra con mediciones que un procedimiento particular de soldadura dará consistentemente valores mayores siempre y cuando se siga el procedimiento particular de soldadura usado en la fabricación de las soldaduras medidas.
w_1, w_2 espesor en la base de la soldadura de filete (véase la figura F.6-12).

F_u, F_{xx} son los definidos en F.6.5.2.2.

F.6.5.2.5 - *Soldaduras de surco en dobleces* - Las soldaduras de surco en dobleces cubiertas por esta especificación se aplican a soldaduras de uniones en cualquier posición de:

(a) Lámina a lámina para soldaduras acanaladas abocinadas en **V**.
(b) Lámina a lámina para soldaduras acanaladas abocinadas en bisel.
(c) Lámina a miembro de acero más grueso para soldaduras acanaladas abocinadas en bisel.

La resistencia de diseño a cortante, fP_n, de una soldadura acanalada de un doblez debe determinarse así:

(a) Para soldaduras acanaladas abocinadas en bisel, con carga transversal (véase la figura F.6-13):

$$f = 0.55$$
$$P_n = 0.833 t \; L \; F_u \qquad \text{(F.6-200)}$$

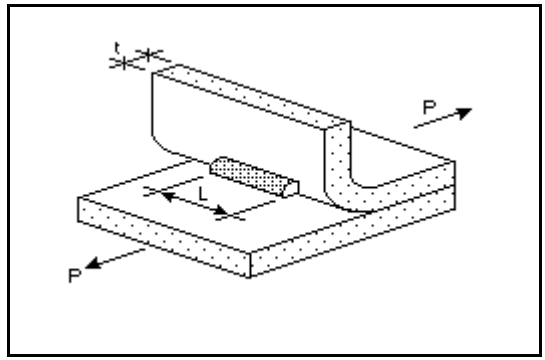


Figura F.6-13
Soldadura acanalada abocinada

(b) Para soldaduras acanaladas abocinadas, con carga longitudinal (véanse las figuras F.6-14(A), F.6-14(B) y F.6-14(C)):

(1) Si la garganta efectiva, t_w, es igual o mayor que t pero menor que $2t$, o si el ancho de la pestaña es menor que la longitud de la soldadura, L, entonces:

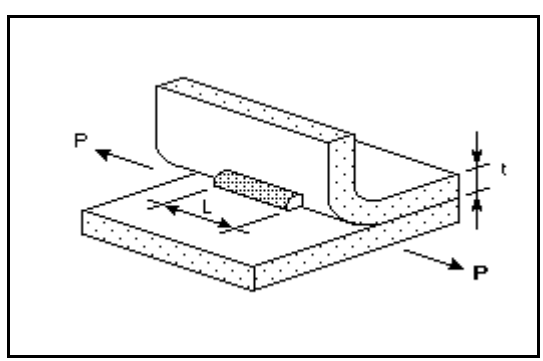
$$f = 0.55$$
$$P_n = 0.75t\ L\ F_u \qquad \text{(F.6-201)}$$

(2) Si t_w es igual o mayor que $2t$ y el ancho de la pestaña es igual o mayor que L, entonces:

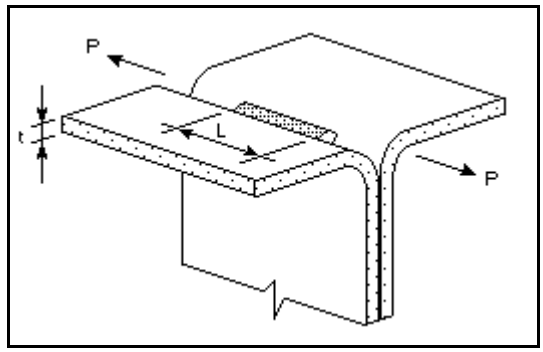
$$f = 0.55$$
$$P_n = 1.50t\ L\ F_u \qquad \text{(F.6-202)}$$

Adicionalmente, si $t>3.8$ mm, la resistencia de diseño determinada atrás no debe exceder el siguiente valor de fP_n:

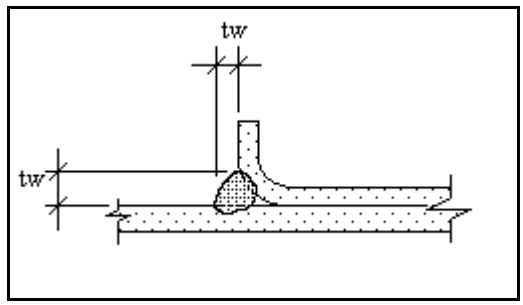
$$f = 0.60$$
$$P_n = 0.75t_w\ L\ F_{xx} \qquad \text{(F.6-203)}$$



(A) ACANALADA ABOCINADA



(B) ACANALADA ABOCINADA EN V



(C) GARGANTA

Figura F.6-14
Cortante en soldaduras acanaladas abocinadas

F.6.5.2.6 - *Soldaduras de resistencia* - La resistencia de diseño a cortante, fP_n, de soldaduras de punto se debe determinar como sigue:

$$f = 0.65$$

P_n = valor dado en la tabla F.6-5

Tabla F.6-5
Resistencia nominal a cortante de soldaduras de punto

Espesor de la lámina exterior más delgada mm	Resistencia cortante nominal por punto kgf	Espesor de la lámina exterior más delgada mm	Resistencia cortante nominal por punto kgf
0.25	59	2.03	1512
0.51	218	2.29	1816
0.76	454	2.54	2265
1.02	645	2.79	2756
1.27	749	3.18	3310
1.52	1035	4.83	4613
1.78	1285	6.35	6810

F.6.5.3 - CONEXIONES ATORNILLADAS - Los siguientes criterios de diseño para estados límites gobiernan el diseño de conexiones atornilladas de miembros estructurales formados en frío, en los cuales el espesor de la parte conectada más delgada es menor que 4.8 mm y no hay espacios entre las partes conectadas. Para el caso de conexiones atornilladas en las que la parte conectada más delgada es igual o mayor que 4.8 mm se debe utilizar el capítulo F.2.

Los pernos, tuercas y arandelas deben cumplir, generalmente, una de las siguientes especificaciones:

NTC 4028 (ASTM A490). Espigos y pernos de acero templado y revenido para uniones estructurales de acero.

NTC 4034 (ASTM A307) Tipo A***.*** Sujetadores estándares de acero dulce, roscados externa e internamente.

ASTM A194. Tuercas de acero dulce y aleado para pernos sometidos a altas presiones y temperaturas.

ASTM A325. Pernos de alta resistencia para uniones de acero estructural.

ASTM A354. (Grado BD) Pernos, espigos y otros sujetadores roscados externamente, de acero aleado, templado y revenido (para pernos de diámetro menor que 12.7 mm).

ASTM A449. Espigos y pernos de acero templado y revenido (para pernos de diámetro menor que 12.7 mm).

ASTM A563. Tuercas de acero dulce y aleado.

ASTM F436. Arandelas de acero endurecido.

ASTM F844. Arandelas sencillas (planas) de acero, sin endurecer, para uso general.

ASTM F959. Arandelas compresibles con indicadores directos de tensión para uso con sujetadores estructurales.

Cuando se usen especificaciones distintas de las anteriores, se deben indicar claramente en los planos los tipos y tamaños de los sujetadores por emplear, así como la resistencia nominal supuesta en el diseño.

Los pernos deben instalarse y apretarse para alcanzar un comportamiento satisfactorio de las conexiones involucradas bajo las condiciones usuales de servicio.

Tabla F.6-6
Tamaño máximo de huecos para pernos, mm

Diámetro nominal del perno, d mm	Diámetro del hueco estándar, d mm	Diámetro del hueco agrandado, d mm	Dimensiones del hueco alargado de ranura corta mm	Dimensiones del hueco alargado de ranura larga mm
< 12.7	d + 0.8	d + 1.6	(d+0.8) por (d+6.4)	(d+0.8) por (2.5d)
≥ 12.7	d + 1.6	d + 3.2	(d+1.6) por (d+6.4)	(d+1.6) por (2.5d)

Los huecos para pernos no deben exceder los tamaños especificados en la tabla F.6-6, excepto en los detalles de bases de columnas y sistemas estructurales conectados a paredes de concreto en donde pueden usarse huecos de mayor diámetro.

En las conexiones atornilladas deben usarse huecos estándares excepto cuando sean aprobados por el diseñador huecos con sobretamaño o alargados. La longitud de los huecos alargados debe ser normal a la dirección de la carga cortante. Se deben instalar arandelas o platinas de respaldo sobre huecos con sobretamaño o alargados en una capa externa a menos que se demuestre por medio de ensayos de carga, de acuerdo con F.6.6, que su comportamiento es adecuado.

F.6.5.3.1 - *Espaciamiento y distancia al borde* - La resistencia de diseño a cortante, fP_n, de la parte conectada a lo largo de dos líneas paralelas en la dirección de la fuerza aplicada, se debe determinar así:

$$P_n = t\,e\,F_u \qquad \textbf{(F.6-204)}$$

(a) cuando $\frac{F_u}{F_{sy}} \geq 1.15$:

$$f = 0.70$$

(b) cuando $\frac{F_u}{F_{sy}} < 1.15$:

$$f = 0.60$$

en donde:

$\mathbf{f}$ = coeficiente de resistencia

$\mathbf{P_n}$ = resistencia nominal del perno

$\mathbf{e}$ = distancia medida en la línea de la fuerza desde el centro del hueco estándar al borde más cercano de un hueco adyacente o al borde de la parte conectada

$\mathbf{t}$ = espesor de la parte conectada más delgada

$\mathbf{F_u}$ = resistencia a la tensión de la parte conectada, según se específica en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2 o reducida para aceros de baja ductilidad

$\mathbf{F_{sy}}$ = punto de fluencia de la parte conectada, según se específica en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2 o reducida para aceros de baja ductilidad

Adicionalmente, la mínima distancia entre centros de huecos para pernos debe permitir espacio suficiente para las cabezas de los pernos, tuercas, arandelas y llaves, pero no debe ser menor que tres veces el diámetro nominal del perno, $\mathbf{d}$. También, la distancia del centro de cualquier hueco estándar al extremo u otro borde del miembro de la conexión no debe ser menor que $\mathbf{1.5d}$.

Para huecos con sobretamaño o alargados, la distancia entre los bordes de dos huecos adyacentes y la distancia medida desde el borde del hueco al extremo u otro borde del miembro de la conexión en la línea de esfuerzo, no debe ser menor que el valor $\mathbf{(e-d_h/2)}$, en el cual $\mathbf{e}$ es la distancia requerida calculada con la ecuación pertinente dada anteriormente, y $\mathbf{d_h}$ es el diámetro de un hueco estándar definido en la tabla F.6-6. En ningún caso la distancia libre entre los bordes de dos huecos adyacentes debe ser menor que $\mathbf{2d}$ y la distancia entre el borde del hueco y el extremo del miembro menor que $\mathbf{d}$.

F.6.5.3.2 - ***Tensión en la parte conectada*** - La resistencia de diseño a tensión, $\mathbf{fP_n}$, en la sección neta de una conexión atornillada se debe determinar así:

(a) cuando se tienen arandelas tanto debajo de la cabeza del perno como de la tuerca.

$$P_n = \left(1.0 - 0.9r + \frac{3rd}{s}\right) F_u A_n \leq F_u A_n \qquad \textbf{(F.6-205)}$$

$\mathbf{f}$ = $\mathbf{0.65}$ para conexiones con corte doble

$\mathbf{f}$ = $\mathbf{0.55}$ para conexiones con corte sencillo

(b) Cuando o bien no se tienen arandelas debajo de la cabeza del perno y de la tuerca, o sólo se tiene una arandela bien sea debajo de la cabeza del perno o de la tuerca:

$$f = 0.65$$

$$P_n = \left(1.0 - r + \frac{2.5rd}{s}\right) F_u A_n \leq F_u A_n \qquad \textbf{(F.6-206)}$$

Adicionalmente la resistencia de diseño a tensión no debe exceder los siguientes valores:

$$f = 0.95$$

$$P_n = F_y A_n \qquad \textbf{(F.6-207)}$$

en donde:

$\mathbf{A_n}$ = área neta de la parte conectada

$\mathbf{r}$ = fuerza transmitida por el perno o pernos en la sección considerada, dividida por la fuerza de tensión en el miembro en dicha sección. Si $\mathbf{r}$ es menor que $\mathbf{0.2}$, puede tomarse igual a cero

$\mathbf{s}$ = espaciamiento de los pernos perpendicular a la línea de esfuerzo. En el caso de un perno sencillo, $\mathbf{s}$ = ancho de la lámina

$\mathbf{F_u}$ = resistencia a la tensión de la parte conectada según se específica en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2 o reducida para aceros de baja ductilidad

$\mathbf{F_y}$ = esfuerzo de fluencia de la parte conectada

$\mathbf{d}$ y $\mathbf{t}$ = los definidos en F.6.5.3.1.

F.6.5.3.3 - *Aplastamiento* - La resistencia de diseño al aplastamiento, fP_n, se debe determinar con los valores de f y P_n dados en las tablas F.6-7 y F.6-8 para el espesor aplicable y con la relación F_u/F_{sy} de la parte conectada y el tipo de unión usado en la conexión.

Los símbolos f, P_n, d, F_u y t de las tablas F.6-7 y F.6-8, se definieron previamente. Para condiciones no mostradas de conexiones atornilladas se debe determinar mediante ensayos su resistencia de diseño al aplastamiento.

Tabla F.6-7
Resistencias de aplastamiento nominales para conexiones atornilladas con arandelas tanto bajo la cabeza del perno como de la tuerca

Espesor de la parte conectada mm	Tipo de unión	Relación F_u/F_{sy} de la parte conectada	Coeficiente de resistencia f	Resistencia nominal de aplastamiento P_n
≥ 0.61 pero < 4.8	Lámina interna de una conexión en corte doble	≥ 1.15	0.55	$3.33F_udt$
		< 1.15	0.65	$3.00F_udt$
	Cortante sencillo y láminas externas de una conexión en corte doble	Sin límite	0.60	$3.00F_udt$
≥ 4.8	Véase el capítulo F.2			

Tabla F.6-8
Resistencia nominal de aplastamiento para conexiones atornilladas sin arandelas bajo la cabeza del perno y de la tuerca o con una sola arandela

Espesor de la parte conectada mm	Tipo de unión	Relación F_u/F_{sy} de la parte conectada	Coeficiente de resistencia f	Resistencia nominal de aplastamiento P_n
≥ 0.91 pero < 4.8	Lámina interna de una conexión en corte doble	≥ 1.15	0.70	$3.00F_udt$
	Cortante sencillo y láminas externas de una conexión en corte doble	≥ 1.15	0.65	$2.22F_udt$
≥ 4.8	Véase el capítulo F.2			

F.6.5.3.4 - *Fuerza cortante y tensión en pernos* - La resistencia requerida a cortante o a tensión en el perno no debe exceder la resistencia de diseño, fP_n, determinada a continuación:

f = coeficiente de resistencia dado en la tabla F.6-9

$$P_n = A_b\ F_n \qquad \text{(F.6-208)}$$

en donde:
A_b = área total de la sección transversal del perno
F_n = está dado por F_{nv} o F_{nt} en la tabla F.6-9

Debe tenerse en cuenta la resistencia al arrancamiento de la lámina conectada en la cabeza del perno, tuerca o arandela cuando el perno está sometido a tensión. Véase F.6.5.5.2. Cuando los pernos están sujetos a una combinación de cortante y tensión producidos por cargas mayoradas, la resistencia requerida a tensión no debe exceder la resistencia de diseño, fP_n, con $f=0.75$ y $P_n = A_b F'_{nt}$, donde F'_{nt} está dado en la tabla F.6-10, en la cual f_v es el esfuerzo cortante producido por la misma carga mayorada. La resistencia requerida a cortante no debe exceder la resistencia de diseño a cortante, $f\ A_b\ F'_{nv}$, determinada de acuerdo con la tabla F.6-9.

Tabla F.6-9

Descripción	Resistencia a tensión	Resistencia a cortante*

de los pernos	Coeficiente de Resistencia **f**	Esfuerzo nominal F_{nt} kgf/mm²	Coeficiente de Resistencia **f**	Esfuerzo nominal F_{nv} kgf/mm²
NTC 4034 (ASTM A307) Grado A (6.3≤**d**≤12.7)	0.75	28.5	0.65	16.9
NTC 4034 (ASTM A307) Grado A (**d**≥12.7)		31.6		19.0
ASTM A325 Rosca incluida en los planos de corte		63.3		38.0
ASTM A325 Rosca excluida de los planos de corte		63.3		50.6
ASTM A354 Grado B (6.3≤**d**<12.7) Rosca incluida en los paños de corte		71.0		41.5
ASTM A354 Grado B (6.3≤**d**≤12.7) Rosca excluida de los planos de corte		71.0		63.3
NTC 858 (ASTM A449) (6.3≤**d**≤12.7) Rosca incluida en los planos de corte		56.9		33.0
NTC 858 (ASTM A449) (6.3≤**d**≤12.7) Rosca excluida de los planos de corte		56.9		50.6
NTC 4028 (ASTM A490) Rosca incluida en los planos de corte		79.1		47.5
NTC 4028 (ASTM A490) Rosca excluida de los planos de corte		79.1		63.3

* Se aplica a pernos en huecos que cumplen los requisitos dados en la tabla F.6-6. Se deben instalar arandelas o platinas de respaldo sobre huecos alargados con ranura larga y la capacidad de las conexiones con estos huecos alargados debe determinarse por medio de ensayos de carga de acuerdo con F.6.6.

Tabla F.6-10

Esfuerzo de tensión nominal, F_{nt}, para pernos sometidos a una combinación de cortante y tensión (kgf/mm²)

Descripción de los pernos	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca excluida del plano de corte
ASTM A325	$79.4-2.4f_v$ £ 63.3	$79.4-1.9f_v$ £ 63.3
ASTM A354 Grado BD	$89.3-2.4f_v$ £ 71.0	$89.3-1.9f_v$ £ 71.0
NTC 858 (ASTM A449)	$71.0-2.4f_v$ £ 56.9	$71.0-1.9f_v$ £ 56.9
NTC 4028 (ASTM A490)	$99.2-2.4f_v$ £ 79.1	$99.1-1.9f_v$ £ 79.1
NTC 4034 (ASTM A307) Grado A, Cuando (6.3 £ d<12.7)	$33.0-2.4f_v$ £ 28.5	
Cuando d³ 12.7	$38.6-2.4f_v$ £ 31.6	

F.6.5.4 - RUPTURA POR CORTANTE - En las conexiones de los extremos de vigas, cuando una o más aletas se recortan y la falla puede ocurrir a lo largo de un plano a través de los sujetadores, la resistencia requerida a cortante no debe exceder la resistencia de diseño a cortante, fV_n, en donde:

f = 0.75

$V_n = 0.6F_uA_{wn}$ (F.6-209)

$A_{wn} = (d_{wc}-n_{dh})t$ (F.6-210)

d_{wc} = altura del alma recortada

n = número de huecos en el plano crítico

d_h = diámetro del hueco

F_u = resistencia a la tensión, según se especifica en F.6.1.3.1 o F.6.1.3.2, o reducida para aceros de baja ductilidad.

t = espesor del alma recortada

F.6.5.5 - CONEXIONES A OTROS MATERIALES

F.6.5.5.1 - *Apoyo* - Se deben tomar las medidas apropiadas para transferir las fuerzas de apoyo provenientes de cargas axiales y momentos de los componentes de acero cubiertos por esta Especificación a componentes estructurales adyacentes hechos de otros materiales. La resistencia requerida de apoyo en el área de contacto no debe exceder la resistencia de diseño, f_cP_P.

En ausencia de reglamentación en las normas se puede usar la resistencia de diseño de apoyos sobre concreto como $f_c P_P$:

En el área completa del soporte de concreto $P_p = 0.85 f'_c A_1$

En menor área de la del soporte completo de concreto

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

en donde:

f_c = 0.60
f'_c = resistencia especificada del concreto a compresión
A_1 = área de apoyo
A_2 = área transversal total del apoyo de concreto.

El valor de $\sqrt{A_2/A_1}$ no debe exceder de 2

F.6.5.5.2 - *Tensión* - Las fuerzas de arrancamiento por cortante y tensión en la lámina de acero alrededor de la cabeza del sujetador deben considerarse, así como también las fuerzas de anclaje provenientes de cargas axiales y momentos flectores mayorados, transmitidos al sujetador por los varios componentes estructurales adyacentes en el ensamble.

La resistencia nominal a la tensión del sujetador y la resistencia nominal al arrancamiento de los componentes estructurales adyacentes debe determinarse por medio de las normas aplicables al producto, o sus especificaciones y la literatura pertinente.

F.6.5.5.3 - *Cortante* - Se deben tomar las medidas apropiadas para transferir las fuerzas cortantes de los componentes de acero cubiertos por esta especificación a los componentes estructurales adyacentes hechos de otros materiales. La resistencia requerida a cortante o la resistencia al aplastamiento, o ambas, en los componentes de acero no deben exceder las permitidas por esta Especificación. No debe excederse la resistencia de diseño a cortante en los sujetadores ni en los otros materiales. Se deben cumplir los requisitos de anclaje. Se deben considerar apropiadamente las fuerzas cortantes en combinación con otras fuerzas.

F.6.6 ENSAYOS PARA CASOS ESPECIALES

(a) Los ensayos deben ser hechos por un laboratorio independiente o por un laboratorio de pruebas de un fabricante.

(b) Los requisitos del capítulo F.6.6 no se aplican a los diafragmas de acero formados en frío.

F.6.6.1 - ENSAYOS PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL - Cuando la composición y configuración de los elementos, ensamblajes, conexiones o detalles de miembros estructurales de acero formados en frío, son tales que el cálculo de su capacidad de carga o de su deflexión no puede hacerse de acuerdo con lo estipulado en esta Especificación, se debe establecer su comportamiento estructural por medio de ensayos y evaluarse de acuerdo con el siguiente procedimiento:

(a) Cuando sea práctico, la evaluación de los resultados de los ensayos debe hacerse con base en el promedio de los valores obtenidos en ensayos de por lo menos cuatro probetas idénticas, siempre y cuando la desviación del resultado de cualquier muestra individual con respecto al valor medio de todos los ensayos no exceda más o menos 10%. Si tal desviación con respecto al valor promedio excede el 10%, se deben realizar tres ensayos más sobre muestras de la misma clase. En este caso se debe considerar que el promedio de los valores de todos los ensayos ejecutados, es la capacidad esperada, R_p, para esa serie de ensayos. El valor medio y el coeficiente de variación de las relaciones entre cargas de ensayo y cargas esperadas para todos los ensayos, P_m y V_p, se deben determinar mediante análisis estadísticos.

(b) La capacidad de carga de los elementos, ensamblajes, conexiones o miembros ensayados debe satisfacer la ecuación F.6-211:

$$\phi R_p \geq \sum \gamma_i Q_i \qquad \textbf{(F.6-211)}$$

en donde:

$\sum \gamma_i Q_i$	=	resistencia requerida basada en la combinación de carga más crítica, determinada de acuerdo con F.6.1.5.1.4. V_1 y Q_1 son coeficientes de carga y los efectos de carga respectivamente.
R_p	=	valor promedio de los resultados de todos los ensayos
ϕ	=	coeficiente de resistencia
	=	$1.5(M_m F_m P_m)\exp\left[-\beta_o\sqrt{V_m^2 + V_F^2 + C_p V_p^2 + V_Q^2}\right]$ [10] **(F.6-212)**
M_m	=	valor medio del coeficiente de material listado en la tabla F.6-11 para el tipo de componente involucrado.
F_m	=	valor medio del coeficiente de fabricación presentado en la tabla F.6-11 para el tipo de componente involucrado
P_m	=	valor medio de la relación entre la carga pronosticada y la carga de ensayo determinado en F.6.6.1(a)
β_o	=	índice de confiabilidad establecido como meta
	=	2.5 para miembros estructurales y 3.5 para conexiones
V_M	=	coeficiente de variación del coeficiente de material presentado en la tabla F.6-11 para el tipo de componente involucrado
V_F	=	coeficiente de variación del coeficiente de fabricación presentado en la tabla F.6-11 para el tipo de componente involucrado
C_p	=	factor de corrección
	=	$\frac{n-1}{n-3}$
V_p	=	coeficiente de variación de la relación entre la carga de ensayo y la carga pronosticada determinada en F.6.6.1(a)
n	=	número de ensayos
V_Q	=	coeficiente de variación del efecto de carga
	=	0.21

Lo presentado en la tabla F.6-11 no excluye el uso de otros datos estadísticos documentados si ellos se determinaron con suficientes resultados de estudios de las propiedades del material y de la fabricación[11]. Para aceros no citados en F.6.1.3.1, los valores de M_m y V_m se deben determinar por análisis estadísticos de los materiales usados.

Cuando las distorsiones interfieren con el correcto funcionamiento del espécimen en uso normal, los efectos de carga basados en la combinación de carga más crítica en la ocurrencia de la distorsión aceptable deben satisfacer también la ecuación F.6-211, excepto que el coeficiente de resistencia ϕ se tomará igual a 1.0 y el coeficiente de carga para carga muerta también se puede tomar igual a 1.0.

(c) Si el punto de fluencia del acero de las secciones ensayadas es mayor que el valor especificado, los resultados de los ensayos deben disminuirse ajustándolos al punto de fluencia mínimo especificado del acero que el fabricante se propone utilizar. Los resultados de los ensayos no deben ajustarse hacía arriba si el punto de fluencia de la muestra ensayada es menor que el mínimo punto de fluencia especificado. Se deben hacer ajustes similares con base en la resistencia a la tensión en vez del punto de fluencia, cuando la resistencia a la tensión es el factor crítico.

Se debe considerar cualquier variación o diferencia que pueda existir entre el espesor de diseño y el espesor de las muestras usadas en los ensayos.

F.6.6.2 - ENSAYOS PARA CONFIRMAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL - Para miembros estructurales, conexiones y ensamblajes cuyas capacidades se puedan calcular de acuerdo con esta Especificación o sus referencias específicas, se pueden hacer ensayos de comprobación para demostrar que la capacidad de carga no sea menor que la

---

(10) Para vigas que tengan aletas en tensión completamente sujetas a tableros o tabiques y con la aleta a compresión sin arriostramiento lateral, ϕ se debe determinar con un coeficiente de 1.6 en vez de 1.5, β_o=1.5, y V_Q=0.43.

(11) Véase la referencia 36 del comentario

resistencia nominal, R_n, estipulada en esta Especificación o en sus referencias específicas para el tipo de comportamiento involucrado.

Tabla F.6-11
Datos estadísticos para determinar el coeficiente de resistencia

Tipo de Componente	M_m	V_m	F_m	V_F
Rigidizadores transversales	1.10	0.10	1.00	0.05
Rigidizadores a cortante	1.00	0.06	1.00	0.05
Miembros en tensión	1.10	0.10	1.00	0.05
Miembros en flexión				
Resistencia a la flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
Resistencia al pandeo lateral	1.00	0.06	1.00	0.05
Una aleta completamente conectada a tableros o tabiques	1.10	0.10	1.00	0.05
Resistencia a cortante	1.10	0.10	1.00	0.05
- Flexión y cortante combinados	1.10	0.10	1.00	0.05
- Resistencia al arrugamiento del alma	1.10	0.10	1.00	0.05
- Arrugamiento del alma y flexión combinadas	1.10	0.10	1.00	0.05
Miembros en compresión cargados axialmente	1.10	0.10	1.00	0.05
Carga axial y flexión combinadas	1.05	0.10	1.00	0.05
Miembros tubulares cilíndricos				
- Resistencia a la flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
- Compresión axial	1.10	0.10	1.00	0.05
Parales y ensamblajes de pared				
Parales de pared en compresión	1.10	0.10	1.00	0.05
- Parales de pared en flexión	1.10	0.10	1.00	0.05
- Parales de pared con carga axial y flexión combinadas	1.05	0.10	1.00	0.05
Conexiones soldadas				
- Soldaduras de punto con arco				
- Resistencia a cortante de la soldadura	1.10	0.10	1.00	0.10
- Falla de la lámina	1.10	0.08	1.00	0.15
Cordones de soldadura de arco				
- Resistencia a cortante de la soldadura	1.10	0.10	1.00	0.10
- Desgarre de la lámina	1.10	0.10	1.00	0.10
Soldaduras de filete				
- Resistencia a cortante de la soldadura	1.10	0.10	1.00	0.10
- Falla de la lámina	1.10	0.08	1.00	0.15
Soldaduras acanaladas				
- Resistencia a cortante de la soldadura	1.10	0.10	1.00	0.10
- Falla de la lámina	1.10	0.10	1.00	0.10
Soldaduras de resistencia	1.10	0.10	1.00	0.10
Conexiones atornilladas				
- Espaciamiento y distancia mínima al borde	1.10	0.08	1.00	0.05
- Resistencia a la tensión de la sección neta	1.10	0.08	1.00	0.05
- Resistencia al aplastamiento	1.10	0.08	1.00	0.05

F.6.6.3 - ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

F.6.6.3.1 - *Sección completa* - Los ensayos para determinar las propiedades mecánicas de secciones completas que van a usarse en F.6.1.5.2.2 se harán como se especifica a continuación:

(a) Los procedimientos para ensayos a tensión deben estar de acuerdo con la norma NTC 3353 (ASTM A370): métodos estándar y definiciones para ensayos mecánicos de productos de acero.

Las determinaciones del punto de fluencia a compresión se harán por medio de ensayos a compresión de probetas cortas de la sección.

(b) El esfuerzo de fluencia a compresión debe tomarse como el menor valor entre la máxima resistencia a compresión de las secciones dividida por el área de la sección transversal y el esfuerzo definido por uno de los siguiente métodos:

(1) Para aceros con fluencia repentina, el punto de fluencia debe determinarse por el método del diagrama autográfico o por el método de la deformación total bajo carga.

(2) Para aceros de fluencia gradual, el punto de fluencia debe determinarse por el método de la deformación total bajo carga o por el método de la paralela a la recta inicial trazada por el 0.2% de deformación remanente.

Cuando se usa el método de la deformación total bajo carga, debe haber evidencia de que el punto de fluencia así determinado está dentro del 5% del punto de fluencia que se hallaría por el método de la paralela por el 0.2% de deformación remanente.

(c) Cuando el efecto principal de la carga, a la cual el miembro estará sujeto durante su servicio, sea producir esfuerzos flectores, se debe determinar únicamente el punto de fluencia para las aletas. Para la determinación de tales puntos de fluencia, cada probeta debe consistir de una aleta completa, más una porción del alma con una relación ancho-plano tal que el valor de $\mathbf{r}$ de la probeta sea unitario.

(d) Para propósitos de aceptación y control, se deben hacer dos ensayos de la sección completa de cada lote de no más de 50 toneladas ni menos de 30 toneladas de cada sección, o un ensayo de cada lote de menos de 30 toneladas de cada sección. Con este fin, se puede definir un lote como el tonelaje de una sección que se forma en un sólo tiraje de material procedente de la misma colada.

(e) A opción del fabricante pueden usarse bien sea ensayos a tensión o a compresión, para propósitos rutinarios de aceptación y control, siempre y cuando el fabricante demuestre que dichos ensayos indican en forma confiable el punto de fluencia de la sección cuando se someta a la clase de esfuerzo bajo el cual se va a utilizar el miembro.

F.6.6.3.2 - *Elementos planos de secciones formadas* - Los ensayos para determinar las propiedades mecánicas de los elementos planos de secciones formadas y las propiedades mecánicas representativas del acero virgen que se vayan a utilizar en F.6.1.5.2.2, deben hacerse de acuerdo con los siguientes requisitos:

El punto de fluencia de las porciones planas $\mathbf{F_{yf}}$, debe establecerse por medio de un promedio ponderado de los puntos de fluencia de probetas estándares a tensión, tomadas longitudinalmente de las porciones planas de un miembro representativo formado en frío. El promedio ponderado debe ser la suma de los productos de los promedios de los puntos de fluencia de cada porción plana multiplicada por su sección transversal, dividida entre el área total de franjas planas en la sección transversal total. El número exacto de tales probetas dependerá de la forma del miembro, es decir del número de porciones planas en la sección transversal. Se debe tomar por lo menos una probeta de la mitad de cada franja plana. Si el punto de fluencia virgen real excede el punto de fluencia mínimo especificado, el punto de fluencia de las franjas planas, $\mathbf{F_{yf}}$, debe ajustarse multiplicando los valores de ensayo por la relación entre el punto de fluencia mínimo especificado y el punto de fluencia virgen real.

F.6.6.3.3 - *Acero virgen* - Los siguientes requisitos se aplican a aceros producidos de acuerdo con especificaciones diferentes a las de la ASTM enumeradas en F.6.1.3.1, cuando se vayan a usar en secciones para las cuales el punto de fluencia incrementado del acero, después del formado en frío, se deba calcular a partir de las propiedades del acero virgen de acuerdo con F.6.1.5.2.2. Para propósitos de aceptación y control, se deben ensayar a tensión por lo menos cuatro probetas de cada lote, según se definió en F.6.6.3.1(d) para establecer los valores representativos del punto de fluencia del acero virgen y de su resistencia última. Las probetas deben tomarse longitudinalmente de los puntos cuartos del ancho del rollo cerca del extremo exterior del mismo.

CAPITULO F.7
ALUMINIO ESTRUCTURAL

F.7.1 - GENERALIDADES

F.7.1.1 - ALCANCE - Este capítulo establece los requisitos para el diseño de miembros de aluminio de estructuras aporticadas, en celosía y de lámina rigidizada, conformados por elementos extruídos o laminados. Si se usan piezas coladas o forjadas en caliente, éstas deben ser fabricadas y diseñadas de acuerdo con normas apropiadas reconocidas, a juicio del Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, y en consulta con el fabricante específico. En el presente Capítulo no se empleó el sistema de unidades internacional SI, por lo tanto las fuerzas están en kgf y los esfuerzos en kgf/mm^2. En aquellos términos que se emplean en el presente Capítulo, pero cuya definición está en los Capítulos F.1, F.2 o F.3, (en los cuales se emplea el sistema SI), cuando allí se diga N debe interpretarse aquí como kgf, cuando allí se diga MPa debe interpretarse aquí como kgf/mm^2, y cuando allí se diga N-mm debe interpretarse aquí como kgf-mm.

Estos requisitos de diseño se dirigen a una gran variedad de aleaciones de aluminio apropiadas para uso estructural y pueden aplicarse a estructuras sujetas a condiciones atmosféricas normales tales como puentes, edificios, torres, vehículos de carretera y sobre rieles, naves marinas, grúas y estructuras sobre cubierta ubicadas mar adentro.

Las prescripciones no cubren aleaciones aeroespaciales, el diseño de detalles de piezas coladas, estructuras de cascarones curvos ni estructuras sujetas a condiciones térmicas o químicas severas. No están dirigidas al diseño de tanques de contención, tuberías, estructuras que se muevan en el aire o embarcaciones, ni para ninguna otra aplicación para la cual existan códigos específicos de diseño, expedidos por entidades de reconocida autoridad.

F.7.1.2 - DEFINICIONES - Para el propósito de este capítulo, se aplican las siguientes definiciones:

Sección transversal compacta - Una sección transversal que puede desarrollar su capacidad plástica total, sujeta a compresión o flexión, sin reducción debida a pandeo local de elementos de pared delgada.

Vida de diseño - Período durante el cual la estructura o componente debe comportarse con seguridad, con una probabilidad aceptable de que no requerirá reparación ni retiro de servicio.

Espectro de diseño - Tabulación del número de ocurrencias de todos los rangos de esfuerzos causados por eventos de carga.

Clase de detalle - Calificación dada a un detalle indicando su nivel de resistencia a la fatiga.

Distancia al borde - Distancia desde el centro de un agujero para un sujetador hasta el borde más próximo del elemento.

Longitud efectiva - Longitud entre puntos de restricción efectiva de un miembro multiplicada por un coeficiente que tiene en cuenta las condiciones en los extremos y la carga.

Carga mayorada - Carga nominal multiplicada por el coeficiente de mayoración de carga pertinente.

Vida mayorada - Es la vida de diseño multiplicada por el coeficiente parcial de vida pertinente.

Resistencia de diseño - Es la resistencia nominal del miembro multiplicada por el coeficiente de reducción pertinente.

Seguridad en la falla - Es la capacidad de la estructura para mantenerse utilizable después del descubrimiento y monitoreo de grietas por fatiga.

Fatiga - Daño por agrietamiento gradual ocurrido a un miembro estructural debido a aplicaciones repetidas de un esfuerzo que es insuficiente para causar la falla por una sola aplicación.

Frontera de fusión - Material afectado por el calor en la zona inmediatamente adyacente al lado de un cordón de soldadura.

Zona afectada por el calor - Zona en la cual hay una reducción en la resistencia del material y que se presenta en la vecindad de las soldaduras en ciertas clases de aleaciones de aluminio.

Carga impuesta - Toda carga en una estructura que no sea carga muerta o de viento.

Inestabilidad - Pérdida de rigidez de una estructura (usualmente súbita) que limita su capacidad de soportar carga y, en ciertos casos, puede causar una falla catastrófica.

Pandeo torsional lateral - Pandeo de una viga acompañado por una combinación de desplazamiento lateral y torcedura.

Restricción lateral - Restricción que limita el movimiento lateral de la aleta a compresión de una viga.

Estado límite - Condición más allá de la cual la estructura es inadecuada para su uso previsto.

Evento de carga - Ciclo de carga definido que, para propósitos de diseño, se supone que se repite un número dado de veces.

Espectro de carga - Tabulación que muestra las frecuencias relativas de eventos de carga de diferentes intensidades sobre una estructura.

Pandeo local - Pandeo de las paredes delgadas de un componente a compresión caracterizado por la formación de ondas o rizamiento a lo largo del miembro.

Gran total de Miner - Gran total de daño por fatiga acumulativo calculado con base en una regla desarrollada por Palmagren y Miner.

Carga nominal - Carga a la cual puede esperarse que una estructura esté sujeta durante su servicio normal.

Elemento saliente - Elemento de una sección, compuesta de elementos planos o curvos, que está soportado a lo largo de un borde longitudinal y libre a lo largo del otro.

Elemento reforzado - Elemento de una sección que está rigidizado por la introducción de un refuerzo longitudinal a lo largo del borde del elemento o dentro de su ancho.

Resistencia - Es la resistencia de un miembro basada en cálculos usando valores máximos aceptables para la resistencia del material.

Vida segura - Diseño contra la fatiga en el que la vida calculada es varias veces más larga que la vida requerida de servicio.

Sección transversal semi-compacta - Sección transversal de una viga en la que el esfuerzo en las fibras extremas está limitado al esfuerzo de prueba del 0.2% debido a que el pandeo local de los elementos a compresión no permitiría el desarrollo de la capacidad total de momento plástico.

Estados límite de servicio - Son aquellos estados límite que cuando son excedidos pueden llevar la estructura a ser inadecuada para el uso propuesto aunque no haya colapso.

Esbeltez - Es la longitud efectiva de un miembro a compresión dividida por su radio de giro.

Elemento rigidizado - Elemento de una sección, compuesta de elementos planos o curvos, que está soportado a lo largo de sus bordes longitudinales.

Ciclo de esfuerzo - Patrón de variación del esfuerzo en un punto. Normalmente tiene la forma de dos media-onda opuestas.

Historia de esfuerzo - Registro que muestra cómo varía el esfuerzo en un punto durante la carga.

Rango de esfuerzo

(1) Es la mayor diferencia algebraica entre los esfuerzos principales que ocurren sobre planos principales apartados no más de 45°, en cualquier ciclo de esfuerzo, sobre una lámina o elemento.

(2) Es la diferencia algebraica o vectorial entre la mayor y la menor suma vectorial de los esfuerzos en cualquier ciclo de esfuerzos sobre una soldadura.

Espectro de esfuerzo - Tabulación del número de ocurrencias de todos los rangos de esfuerzo de diferentes magnitudes durante un evento de carga.

Pandeo torsional - Pandeo de un elemento acompañado de torcedura.

Pandeo flexo-torsional - Pandeo de un elemento acompañado de flexión total y torcedura.

Estados límite últimos - Son aquellos estados límite que cuando son excedidos pueden causar el colapso parcial o total de la estructura.

F.7.1.3 - SIMBOLOS PRINCIPALES

$\mathbf{A}$ = área. Clasificación de durabilidad
$\mathbf{A_e}$ = área efectiva de la sección
$\mathbf{A_v}$ = área efectiva de corte
$\mathbf{a}$ = espaciamiento de rigidizadores transversales. Ancho de láminas sin rigidizar
$\mathbf{B}$ = ancho total de lámina multi-rigidizada. Clasificación de durabilidad
$\mathbf{B_{RF}}$ = resistencia de diseño al aplastamiento de un sujetador
$\mathbf{b}$ = ancho de elemento plano
$\mathbf{b_e}$ = ancho efectivo de la lámina del alma (vigas ensambladas)
$\mathbf{C}$ = clasificación de durabilidad
$\mathbf{D}$ = diámetro de un tubo redondo hasta la parte media de la pared de metal. Altura total del alma hasta la parte externa de las aletas
$\mathbf{d}$ = altura del alma entre las aletas. Altura de láminas no rigidizadas
$\mathbf{d_f}$ = diámetro nominal del sujetador o pasador
$\mathbf{E}$ = módulo de elasticidad
$\mathbf{F}$ = coeficiente de prueba de fatiga
$\mathbf{F}$ = frontera de fusión de la zona afectada por calor
$\mathbf{F_c}$ = capacidad de agarre por fricción de un perno de alta resistencia debidamente apretado
$\mathbf{f}$ = coeficiente de reducción aplicado a $\mathbf{k_z}$
$\mathbf{f_{oc}}$ = esfuerzo límite de amplitud constante
$\mathbf{f_{ov}}$ = esfuerzo límite de amplitud variable
$\mathbf{f_r}$ = rango de esfuerzos de diseño
$\mathbf{f_u}$ = esfuerzo último de tensión
$\mathbf{f_{0.2}}$ = esfuerzo mínimo de prueba del 0.2%
$\mathbf{G}$ = módulo de cortante
$\mathbf{g}$ = coeficiente de gradiente de esfuerzos
$\mathbf{g_t}$ = garganta de una soldadura
$\mathbf{g_e}$ = longitud del lado del cordón de una soldadura
$\mathbf{H}$ = coeficiente de alabeo
$\mathbf{h}$ = coeficiente de elementos reforzados. Distancia al borde libre
$\mathbf{I_s}$ = segundo momento del área de la sección completa de un rigidizador efectivo (viga ensamblada)
$\mathbf{I_{SU}}$ = segundo momento del área de una sub-unidad de lámina (láminas multi-rigidizadas)
$\mathbf{I_y}$ = segundo momento del área alrededor del eje centroidal
$\mathbf{J}$ = constante de torsión
$\mathbf{K}$ = coeficiente de longitud efectiva para miembros a compresión
$\mathbf{K_1}$ = coeficiente para el cálculo de la resistencia de pernos
$\mathbf{K_2}$ = constante para el criterio de falla por fatiga

$\mathbf{k_L}$ = coeficiente de pandeo local
$\mathbf{k_v}$ = coeficiente de reducción de la resistencia longitudinal que se tiene en cuenta para valores de cortante altos
$\mathbf{k_z}$ = coeficiente de resistencia para el material de la zona afectada por el calor
$\mathbf{k_Z^{\prime}}$ = coeficiente de resistencia modificado para el material de la zona afectada por el calor
$\mathbf{L}$ = longitud entre apoyos
$\mathbf{l}$ = longitud efectiva entre apoyos laterales
$\mathbf{l_e}$ = longitud efectiva de una soldadura a tope
$\mathbf{l_f}$ = longitud efectiva de una soldadura de filete
$\mathbf{M}$ = momento producido por la carga mayorada
$\overline{\mathbf{M}}$ = momento uniforme equivalente
$\mathbf{M_{cr}}$ = momento uniforme crítico en el rango elástico para pandeo torsional lateral
$\mathbf{M_f}$ = valor totalmente compacto de $\mathbf{M_{RS}}$
$\mathbf{M_{RF}}$ = valor reducido de $\mathbf{M_{RS}}$ para aletas únicamente
$\mathbf{M_{RS}}$ = resistencia de diseño a momento de una sección en ausencia de cortante
$\mathbf{M_{RSO}}$ = resistencia de diseño a momento de una sección, reducida para tener en cuenta el cortante
$\mathbf{M_{RSx}}$ = resistencia de diseño a momento uniaxial con respecto al eje mayor (teniendo en cuenta el cortante)
$\mathbf{M_{RSy}}$ = resistencia de diseño a momento uniaxial con respecto al eje menor (teniendo en cuenta el cortante)
$\mathbf{M_{Rx}}$ = momento de diseño basado en la resistencia a pandeo torsional lateral
$\mathbf{M_s}$ = valor semi-compacto de $\mathbf{M_{RS}}$
$\mathbf{M_x}$ = momento uniaxial con respecto al eje mayor
$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{h}}$ = momento uniforme equivalente con respecto al eje mayor
$\mathbf{M_y}$ = momento uniaxial con respecto al eje menor
$\overline{\mathbf{M}}_{\mathbf{y}}$ = momento uniforme equivalente con respecto al eje menor
$\mathbf{M_1}$ = momento mayorado máximo
$\mathbf{M_2}$ = momento mayorado mínimo
$\mathbf{m}$ = pendiente inversa de la curva $\mathbf{f_r - N}$ (fatiga)
$\mathbf{m_1}$, $\mathbf{m_2}$ = coeficientes de pandeo por cortante (vigas ensambladas)
$\mathbf{N}$ = número de almas. Ciclos previstos hasta la falla (resistencia a la fatiga)
$\mathbf{n}$ = número equivalente de ciclos de un rango de esfuerzo (fatiga). Tiempo en días entre la soldadura y la carga
$\mathbf{P}$ = fuerza axial de tensión o compresión debida a la carga mayorada. Protección
$\mathbf{P_{cr}}$ = carga crítica elástica para pandeo torsional
$\mathbf{P_o}$ = carga de prueba para un perno
$\mathbf{P_p}$ = carga de preesfuerzo
$\mathbf{P_R}$ = resistencia axial de diseño calculada con base en el pandeo general como columna o en el pandeo torsional
$\mathbf{P_{RB}}$ = resistencia de diseño de una soldadura a tope
$\mathbf{P_{RF}}$ = resistencia de diseño de una soldadura de filete
$\mathbf{P_{RFB}}$ = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura a tope (fuerza de tensión normal directa)
$\mathbf{P_{RFF}}$ = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura de filete (fuerza de tensión normal directa)
$\mathbf{P_{RG}}$ = resistencia de diseño de una unión pegada
$\mathbf{P_{RS}}$ = resistencia axial de diseño (tensión o compresión)
$\mathbf{P_{RTB}}$ = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura a tope (fuerza de tensión normal directa)
$\mathbf{P_{RTF}}$ = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura de filete (fuerza de tensión normal directa)
$\mathbf{P_{Rx}}$ = resistencia axial de diseño para el pandeo general como columna con respecto al eje mayor
$\mathbf{P_{Ry}}$ = resistencia axial de diseño para el pandeo general como columna con respecto al eje menor
$\mathbf{P_{RZ}}$ = resistencia de diseño de la zona afectada por el calor bajo carga directa
$\mathbf{p_a}$ = esfuerzo límite para capacidad local (tensión y compresión)
$\mathbf{p_{az}}$ = esfuerzo límite directo en la zona afectada por el calor
$\mathbf{p_f}$ = esfuerzo límite para remaches sólidos y pernos
$\mathbf{p_o}$ = esfuerzo límite para flexión y fluencia total
$\mathbf{p_{of}}$ = esfuerzo límite del material de las aletas
$\mathbf{p_{ow}}$ = esfuerzo límite del material del alma
$\mathbf{p_s}$ = esfuerzo límite para estabilidad al pandeo total. Esfuerzo de pandeo torsional lateral. Esfuerzo de pandeo para el alma tratada como una columna delgada entre aletas

p_t = penetración de la soldadura
p_v = esfuerzo límite a cortante
p_{vz} = esfuerzo límite a cortante de la zona afectada por el calor
p_w = esfuerzo límite del metal de aporte
p_{w1} = esfuerzo originado en el borde extremo del alma debido a una fuerza localizada
p_{w2} = esfuerzo originado en el punto medio del alma debido a una fuerza localizada
p_1 = valor en el eje de esfuerzos de p_S en los diagramas curvos para miembros a compresión. Valor de p_o para la sección totalmente compacta sin soldar
R = radio de curvatura hasta la mitad del metal de un elemento interno curvo
r_y = radio de giro respecto al eje menor
S = módulo plástico de la sección bruta sin reducción por zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros
S_a, S_b = acciones de la carga externa producidas por la carga mayorada
S_f = módulo plástico de la sección de aleta efectiva (viga ensamblada)
S_n = módulo plástico de la sección neta
S_{ne} = módulo plástico de la sección neta efectiva
S_0 = área de la sección transversal del miembro.
s = coeficiente sobre p_1 para tener en cuenta que un miembro a compresión no cumpla con las tolerancias de rectitud o torcedura
T = límite de la zona afectada por el calor
t = espesor
t_A = el menor entre $0.5(t_B + t_C)$ y $1.5t_B$
t_B = espesor del elemento más delgado conectado por soldadura
t_C = espesor del elemento más grueso conectado por soldadura
t_e = espesor de garganta efectivo
t_f = espesor de aleta
t_2 = espesor de aleta
V = fuerza cortante producida por la carga mayorada
V_{RFB} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura a tope
V_{RFF} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de una soldadura de filete
V_{RS} = resistencia de diseño a fuerza cortante
V_{RTB} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura a tope
V_{RTF} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente al borde de una soldadura de filete
V_{RW} = valor reducido de V_{RS}
V_{RZ} = resistencia de diseño a cortante de la zona afectada por el calor
v_{tf} = coeficiente de campo tensional (vigas ensambladas)
v_1 = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico
v_2 = coeficiente básico de pandeo al corte considerando campo tensionado
v_3 = coeficiente de pandeo al corte considerando campo tensionado y contribución de la aleta
W = metal de aporte
w = separación de rigidizadores en una lámina multi-rigidizada
y = distancia desde el centro de una lámina multi-rigidizada hasta el centro del rigidizador más extremo
y_c = distancia desde el eje neutro hasta el borde más comprimido

y_o = distancia desde el eje neutro hasta el borde menos comprimido, o en tensión
y_1 = distancia desde el eje neutro hasta las fibras más esforzadas en una viga
y_2 = distancia desde el eje neutro hasta el elemento de aleta a compresión en una viga
Z_e = módulo elástico de la sección efectiva
Z_n = módulo elástico de la sección neta
Z_{ne} = módulo elástico de la sección neta efectiva
z = distancia que se extiende la zona afectada por el calor desde una soldadura
z_o = valor básico de z
a = relación entre el esfuerzo cortante en el alma mínimo y el máximo (distribución elástica de esfuerzos) Coeficiente modificador de la extensión de la zona afectada por el calor para tener en cuenta una temperatura elevada
a_s = coeficiente para el cálculo de pernos o remaches en corte simple

β = parámetro de esbeltez
β_o = valor límite semi-compacto de β
β_1 = valor límite totalmente compacto de β
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad
γ_c = coeficiente de consecuencias de falla
γ = coeficiente de mayoración de carga
γ_L = coeficiente de fatiga
γ_{mf} = coeficiente de fatiga del material
γ_s = coeficiente para el cálculo de capacidad por fricción
ϵ = constante $(25/p_0)^{1/2}$
λ = parámetro de esbeltez para pandeo como columna, pandeo torsional y pandeo torsional lateral
λ_y = relación de esbeltez de un miembro a compresión respecto a su eje menor
η = coeficiente modificador de la extensión de la zona afectada por el calor para tener en cuenta la acumulación incrementa de calor
σ_{cr} = esfuerzo elástico crítico de un elemento con refuerzo
σ_{cro} = esfuerzo elástico crítico de un elemento sin refuerzo
σ_1 = esfuerzo normal en una soldadura bajo carga mayorada
τ_1 = esfuerzo cortante perpendicular al eje de la soldadura
τ_2 = esfuerzo cortante paralelo al eje de la soldadura
μ_s = coeficiente de deslizamiento

F.7.2. PROPIEDADES Y SELECCION DE MATERIALES

F.7.2.1 DENOMINACION DE LOS MATERIALES - La denominación del aluminio forjado y las aleaciones de aluminio usadas para propósitos generales de ingeniería utilizada en esta norma está de acuerdo con el sistema de clasificación internacional de 4 dígitos. En el apéndice F.7.A se dan detalles de este sistema. La tabla F.7.A.1 muestra las denominaciones antiguas y actuales de las normas británicas conjuntamente con los equivalentes más cercanos de la ISO y otras denominaciones extranjeras.

La denominación para piezas coladas está de acuerdo con el sistema usado en la norma inglesa BS 1490 para piezas coladas de aleaciones de aluminio.

La denominación para el temple de la aleación usada en esta norma está, por lo general, de acuerdo con el sistema de denominación de temple "alternativo" NTC 1937 (ISO 2107). En el apéndice F.7.A se dan detalles de este sistema conjuntamente con el sistema anterior aún usado para algunas aleaciones y formas del material.

Para simplificar el texto y evitar confusión, en F.7.4, F.7.5 y F.7.6 no se usan las denominaciones de temple M, TB, TF y TH. Se utilizan las denominaciones equivalentes F, T4, T6 y T8 respectivamente.

F.7.2.2 MATERIALES PERMITIDOS

F.7.2.2.1 - ***Extrusiones, láminas delgadas, planchas, tubería extruída, piezas forjadas y piezas coladas***

(a) Materiales estándar - Esta parte de las normas cubre el diseño de estructuras fabricadas con una serie de aleaciones de aluminio usadas en las condiciones y temples enumerados en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 y comúnmente suministradas con las especificaciones dadas en normas como la BS 8118: Parte 2.

Las aleaciones se clasifican en dos categorías: la primera son las aleaciones que aceptan tratamiento térmico, dadas en la tabla F.7.2.1 y descritas en (b), y la segunda son las aleaciones que no aceptan tratamiento térmico, dadas en la tabla F.7.2.2 y descritas en (c).

Las piezas coladas deberán ser usadas en estructuras de soporte de cargas únicamente después de que un adecuado procedimiento de prueba y control de calidad de su producción haya sido realizado y aprobado por el ingeniero. Las reglas de diseño de esta norma no se deben aplicar a piezas coladas sin una consulta estrecha con los fabricantes.

(b) Aleaciones tratadas en caliente - Las siguientes aleaciones derivan su resistencia del tratamiento con calor.

- **Aleación 6082.** La más común de estas aleaciones es la aleación de resistencia media 6082 (Al Si1MgMn) de durabilidad B (véase F.7.2.4.1), usada generalmente en la condición de totalmente tratada en caliente, esto es, 6082-T6, y empleada en estructuras soldadas y no soldadas.

  La selección de esta aleación se basa en una combinación de buenas propiedades físicas con un buen grado de esistencia a la corrosión. Está disponible en la mayoría de las formas: extrusiones sólidas y huecas, planchas , láminas delgadas, tuberías y piezas forjadas. Se debe poner atención en el diseño a la pérdida de resistencia en las uniones soldadas en la zona afectada por el calor.

- **Aleación 6061.** Es una aleación alternativa para la 6082. La aleación 6061 **(Al Mg1SiCu)** tiene durabilidad B y propiedades muy similares con una ligera mejoría en la capacidad de dejarse formar y en el acabado de la superficie. Está disponible en formas tubulares extruídas y es usada principalmente en estructuras.

- **Aleación 6063.** Se prefiere la aleación 6063 **(Al MgO,7Si)** de duración B en aplicaciones donde la resistencia no es de trascendental importancia y se tiene la necesidad de una buena apariencia ya que esta aleación combina una resistencia moderada con buena durabilidad y acabado de superficie. Responde particularmente bien al anodizado y otros procesos de acabado patentados similares. La aleación 6063 tiene una resistencia más baja que la 6082 y, como ésta, presenta pérdida de resistencia en la zona afectada por el calor de las juntas soldadas. Se consigue en extrusiones, tuberías y piezas forjadas. Es particularmente apropiada para secciones extruídas intrincadas y de pared delgada. Se usa principalmente en elementos arquitectónicos tales como paredes cortina y marcos de ventanas.

- **Aleación 7020.** Otra aleación que es fácilmente soldable (aunque no se restringe a estructuras soldadas) es la aleación de resistencia media de la serie 7***, 7020 **(Al Zn4,5Mg1)** de durabilidad C. Tiene mejor resistencia post-soldadura que las de la serie 6*** debido a su propiedad de envejecimiento natural. Este material, como otros de la serie 7***, es, sin embargo, sensible a las condiciones ambientales y su comportamiento satisfactorio depende tanto de tener correctos métodos de manufactura y fabricación como del control de la composición y de las propiedades a tensión. Si el material en la condición T6 se somete a cualquier operación que induzca trabajo en frío como flexión, cizallamiento, punzonamiento, etc, la aleación puede resultar susceptible a corrosión debida al esfuerzo; es esencial, por lo tanto, la colaboración directa entre el ingeniero y el fabricante en cuanto al uso futuro y las condiciones de servicio probables. Esta aleación está normalmente disponible sólo en formas laminadas y secciones extruídas sólidas y huecas simples. Las piezas forjadas pueden ser algunas veces hechas bajo pedido especial.

- **Aleación LM25.** La aleación LM25 **(Al Si7Mg)** de durabilidad B es una aleación para piezas coladas con buenas características de fundición, resistencia a la corrosión y propiedades mecánicas. Está disponible en cuatro condiciones de tratamiento en caliente en fundiciones con arena y de enfriamiento rápido, es generalmente usada en arquitectura y en instalaciones de manufactura de productos alimenticios.

(c) Aleaciones no tratadas en caliente - Las siguientes aleaciones derivan su resistencia únicamente de endurecimiento por deformación. Son normalmente producidas en formas de láminas delgadas y planchas y, ocasionalmente, en algunas formas extruídas simples.

- **Aleación 1200.** La aleación 1200 **(Al99,O)** de duración A, es aluminio comercialmente puro con alta ductilidad y una muy buena resistencia a la corrosión. Es usada para trabajos arquitectónicos en los que los componentes no están muy esforzados. Sólo está disponible en láminas delgadas.

- **Aleación 3103.** La aleación 3103 **(Al Mn1)** de duración A es más resistente y dura que el aluminio comercialmente puro pero tiene la misma alta ductilidad y muy buena resistencia a la corrosión. Es intensamente usada en paneles para edificios y vehículos. Está disponible en láminas delgadas.

- **Aleación 3105.** La aleación 3105 **(Al MnO,5MgO,5)** de durabilidad A está llegando a prevalecer en el mercado de lámina delgada perfilada para edificios debido a sus propiedades superiores a la 3103 en dureza y resistencia. Además tiene una ventaja económica. Las formas disponibles se limitan a láminas delgadas.

- **Aleación 5083.** La aleación 5083 **(Al Mg4,5MnO,7)** de durabilidad A se usa para estructuras soldadas y en trabajos de blindajes y tanques ya que es fácilmente soldable sin una pérdida significativa de resistencia y tiene alta ductilidad. La resistencia a tensión de la 5083 en las condiciones O y F es más baja que la de la 6082-T6 pero significativamente más alta si la última está soldada. Sin embargo, la exposición prolongada a temperaturas por encima de los 65°C puede resultar en la precipitación de granos frontera de compuestos intermetálicos de magnesio/aluminio que se corroen preferencialmente en algunos ambientes adversos. Este efecto se agrava si la aleación está sujeta a operaciones subsecuentes de trabajo en frío. Está disponible en planchas, láminas delgadas, secciones extruídas singulares, tubería extruída y piezas forjadas. Además de su fácil soldadura y buenas propiedades de dejarse formar, también tiene muy buena durabilidad especialmente en ambientes marinos.

- **Aleaciones 5251, 5154A y 5454.** Las aleaciones 5251 **(Al Mg2)**, 5154A **(Al Mg3,5(A))** y 5454 **(Al Mg3Mn)** de durabilidad A están disponibles en láminas delgadas, planchas y extrusiones simples. La 5154A y la 5251 también están disponibles como piezas forjadas. Su principal adición es el Magnesio y, como resultado, estas aleaciones son dúctiles en la condición blanda pero se endurecen por trabajo rápidamente. Tienen buena soldabilidad y muy buena resistencia al ataque corrosivo especialmente en atmósfera marina. Por esta razón, son usadas en paneles y en estructuras expuestas a ambientes marinos. La 5154A y la 5454 son más fuertes que la 5251.

La aleación más fuerte de la serie 5***, que ofrece inmunidad contra la corrosión por esfuerzo cuando está expuesta a temperatura elevada, es la 5454. Las aleaciones de la serie 5*** con más del 3% de Mg pueden resultar susceptibles a corrosión debida al esfuerzo cuando se exponen a temperaturas elevadas.

- **Aleación 5251: en tubería soldada con costura.** Las tuberías soldadas con costura se producen a partir de una tira de aleación 5251 **(Al Mg2)** la que le da una durabilidad B al tubo que a su vez ha incrementado su resistencia por el endurecimiento por trabajo a través de los rodillos de formado y acabado. Sus usos principales son en elementos tales como muebles de jardín, pasamanos y escaleras de mano.

- **Aleación LM5.** La aleación LM5 **(Al Mg5Si1)** de durabilidad A es una aleación de fundición de resistencia media que posee excelentes características de acabado, manteniendo una superficie de gran brillo pero sólo es apropiada para formas simples. Es usada principalmente para fundiciones con arena utilizadas con propósitos arquitectónicos y decorativos y donde se requiere anodizado.

- **Aleación LM6.** La aleación LM6 **(Al Si12)** de durabilidad B es otra aleación de fundición de resistencia media que tiene excelentes características de fundición, alta ductilidad y resistencia al impacto. Es apropiada para fundiciones con arena o de enfriamiento rápido y útil para un amplio rango de usos en general, aplicaciones eléctricas y marinas y piezas coladas de complejidad y tamaño por encima del promedio.

Tabla F.7.2.1
Aleaciones tratadas en caliente

Aleación	Condicion	Producto	Espesor		Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2%	Resistencia mínima a tensión	Elongación		Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (nota 1)	Clasificación de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 209-1)
			Desde	Hasta			$5,65(S_0)^{1/2}$	50 mm			
			mm	mm	kg/mm^2	kg/mm^2	%	%	%		
6061	T6	Extrusiones [1]	-	150	24.0	28.0	8	7	50	B	Al Mg1SiCu
	T6	Tubería extruida	-	6.0	24.0	29.5	7 [2]	7 [2]	50		
			6.0	10	25.5	29.5	9 [2]	9 [2]	50		
6063	T4	Extrusiones	-	150	7.0	13.0	16	14	0	B	Al MgO,7Si
	T4	Tubería extruida	-	10	10.0	15.5	15 [2]	15 [2]	0		
		Forjados	-	150	8.5	14.0	16	-	0		
	T5	Extrusiones	-	25	11.0	15.0	8	7	25		
	T6	Extrusiones	-	150	16.0	18.5	8	7	50		
	T6	Tubería extruida	-	10	18.0	20.0	8 [2]	8 [2]	50		
		Forjados	-	150	16.0	18.5	10	-	50		
6082	T4	Extrusiones	-	150	12.0	19.0	16	14	0	B	Al Si1MgMn
		Lámina	0.2	3.0	12.0	20.0	-	15	0		
		Plancha	3.0	25	11.5	20.0	12	15	0		
	T4	Tubería extruida	-	6.0	11.5	21.5	12 [2]	12 [2]	0		
			6.0	10			14 [2]	14 [2]			
		Forjados	-	150	12.0	18.5	16	-	0		
	T6	Extrusiones	-	20	25.5	29.5	8	7	50		
			20	150	27.0	31.0	8	-	50		
		Lámina	0.2	3.0	25.5	29.5	-	8	50		
		Plancha	3.0	25	24.0	29.5	8	8	50		
		Tubería extruida	-	6.0	25.5	31.0	7 [2]	7 [2]	50		
			6.0	10	24.0	31.0	9 [2]	9 [2]	50		
		Forjados	-	120	25.5	29.5	8	-	50		
7020	T4	Extrusiones	-	25	19.0	30.0	10	12	0	C	Al Zn4,5Mg1
		Lámina y plancha		25	17.0	28.0	10	12	0		
	T6	Extrusiones	-	25	28.0	34.0	8	10	40		
		Lámina y plancha		25	27.0	32.0	8	10	40		
LM25	TB7	Fundición con arena	-	-	8,0 a 11,0	16,0	2.5		NA	B	Al Si7Mg
		Fundición con enfriamiento	-	-	9,0 a 11,0	23,0	5				
	TF	Fundición con arena	-	-	20,0 a 25,0	23,0	-				
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	22,0 a 26,0	28,0	2				

NA = no aplicable

1) Extrusiones: barras, tubería redonda y secciones

2) Elongación sobre $5,65(S_0)^{1/2}$ para tubos con paredes de 3 mm o menos y sobre 50 mm para tubos con mayor espesor

NOTA 1. Propiedades después de 3 días de envejecimiento natural a 15°C a 25°C para aleaciones de la serie 6*** y 30 días a 15°C a 25°C, o artificialmente envejecida durante 24 h a 120°C, para aleación 7020 (ver F.7.4.4.2(b)).

Tabla F.7.2.2
Aleaciones no tratadas en caliente

Aleación	Condicion	Producto	Espesor		Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2%	Resistencia mínima a tensión	Elongación		Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (F.7.4.4.2)	Clasificación de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 209-1)
			Desde	Hasta			$5{,}65(S_0)^{1/2}$	50 mm			
			mm	mm	kg/mm^2	kg/mm^2	%	%	%		
1200	H14	Lámina	0.2	12.5	11,5 1)	10.5	-	3 a 6	50	A	Al99,0
3103	H14	Lámina	0.2	12.5	14,0 1)	14.0	-	3 a 7	50	A	Al Mn1
	H18		0.2	3	18,5 1)	17.5	-	2 a 4	65		
3105	H14	Lámina	0.2	3	14.5	16.0	-	2 a 4	75	A	Al Mn0,5Mg0,5
	H16				17.0	18.5	-	1 a 3	80		
	H18				19.0	21.5	-	1 a 2	80		
5083	O	Extrusiones	-	150	12.5	27.5	14	13	0	A	Al Mg4,5Mn0,7
		Lámina y plancha	0.2	80	12.5	27.5	14	12 a 16	0		
		Tubería extruida	-	10	12.5	27.5	12 3)	12 3)	0		
	F	Extrusiones	-	150	13,0 1)	28,0 1)	12 1)	11 1)	0		
		Lámina y plancha	3	25	17,5 1)	32,0 1)	-	18 1)	0		
	F	Forjados	-	150	13.0	28.0	12	-	0		
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	23.5	31.0	-	5 a 10	45		
	H22	Tubería extruida	-	10	23.5	31.0	5 3)	5 3)	45		
5154A	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	Al Mg3,5(A)
		Lámina y plancha	0.2	6	8.5	21.5	-	12 a 18	0		
		Tubería extruida	-	10	8.5	21.5	16 3)	16 3)	0		
	F	Extrusiones	-	150	10,0 1)	21,5 1)	16 1)	14 1)	0		
	F	Forjados	-	150	10.0	21.5	16	-	0		
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	16.5	24.5	-	5 a 8	45		
	H24	Lámina y plancha	0.2	6	22.5	27.5	-	4 a 6	60		
	H24	Tubería extruida	-	10	20.0	24.5	4 3)	4 3)	60		
5251	F	Tubería con soldadura de costura	0.8	1.0	22.0	24.5	-	3	70	B	Al Mg2
			1.2	2.0	22.0	24.5	-	5	70		
		Forjados	-	150	6.0	17.0	16	-	70	A	
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	13.0	20.0	-	4 a 8	55		
	H24		0.2	6	17.5	22.5	-	3 a 5	65		
5454	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	Al Mg3Mn
		Lámina y plancha	0.2	6	8.0	21.5	-	12 a 18	0		
	F	Extrusiones	-	150	10.0	21.5	16	14	0		
	H22	Lámina	0.2	3	18.0	25.0	-	4 a 8	55		
	H24	Lámina	0.2	3	20.0	27.0	-	3 a 6	60		
LM5	F	Fundición con	-	-	9,0 a	14,0	3		NA	A	Al Mg5Si1
		Fundición con enfriamiento	-	-	9,0 a 12,0	17.0	5				
LM6	F	Fundición con arena	-	-	6,0 a 7,0	16.0	5		NA	B	Al Si12
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	7,0 a 8,0	19.0	7				

NA = no aplicable
1) Valores típicos
2) Extrusiones: barras, tubería redonda y secciones
3) Elongación sobre $5{,}65(S_0)^{1/2}$ para tubos con paredes de 3 mm o menos y sobre 50 mm para tubos con mayor espesor

(d) Materiales en otros espesores y aleaciones con otras propiedades estándares y no estándares - Las aleaciones enumeradas en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 son algunas veces usadas en otros espesores y en otros temples y condiciones estándares y no estándares. Las propiedades mínimas garantizadas para tales materiales pueden ser usadas si hay acuerdo entre el diseñador y el cliente.

(e) Otras aleaciones - Hay disponibilidad de otras aleaciones que ofrecen resistencias más altas, por ejemplo 2014A, y/o mejores resistencias post-soldadura, por ejemplo 7019, pero estas resistencias pueden ser logradas con el detrimento de otras propiedades. El ingeniero está, por lo tanto, advertido de no usar estas aleaciones sin una cuidadosa consideración y estrecha consulta con un fabricante de buena reputación. Las propiedades a considerar deben incluir durabilidad, soldabilidad, resistencia a la propagación de grietas y comportamiento en servicio. Las aleaciones de la serie 7*** que tienen resistencias de prueba más altas, tales como la 7019, requieren control particular en los procesos de fabricación, por ejemplo, control de micro estructura, esfuerzos residuales y trabajo en frío.

(f) Aleaciones no incluidas en las tablas - Se podrán utilizar aleaciones no incluidas en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 siempre y cuando su uso en estructuras esté autorizado en normas expedidas por entidades de reconocida autoridad, a criterio del Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

(g) Pernos y remaches - Los materiales de pernos y remaches y su durabilidad se dan en la tabla F.7.2.3. Una guía para la selección de los materiales de pernos y remaches se da en F.7.2.4.2 (b). Estos materiales pueden también ser usados para productos especiales para tornillos y remaches incluyendo elementos insertados en la rosca. Para los remaches de mayor diámetro pueden necesitarse formas de cabeza especiales.

Tabla F.7.2.3
Materiales de pernos y remaches

Tipo	Material	Proceso	Temple	Diámetro mm	Esfuerzo de prueba kg/mm^2	Resistencia kg/mm^2	Durabilid
Pernos y sujetadores roscados patentados	6082		T6	menor o igual a	25.5	29.5	B [1]
				6 a 12	27.0	31.0	B [1]
	6061		T8	menor o igual a	24.5	31.0	
	5056A [2]		H24	menor o igual a 12	24.0	31.0	B [1]
	Acero		Véase la norma apropiada				
	A4 (316S16) [3]						(nota 1)
	A2 (304S15) [3]						(nota 1)
	Acero						(nota 2)
Remaches sólidos y remaches ciegos	5154A	Colocados en frío o en caliente	O u F	menor o igual a 25		21.5	A [1]
		Colocados en frío	H22	menor o igual a 25		24.5	
	6082	Colocados en frío en temple T4	T4	menor o igual a 25		20.0	B [1]
		Colocados en frío en temple T6 [4]	T6	menor o igual a 25		29.5	
	5056A [2]	Colocados enfrío o en caliente	O u F	menor o igual a 25		25.5	B [1]
		Colocados en frío	H22	menor o igual a		28.0	
	Acero inoxidable:	Colocados en frío o en caliente	Véase la norma apropiada				
	A4 (316S16)						(nota 1)
	A2 (304S15)						(nota 1)
	Aleación de níquel y cobre	Colocados en frío (revestido con					(nota 1)
	Acero	Colocados en frío					(nota 2)

1) La durabilidad de las aleaciones unidas, si es que ésta es menor.
2) Los pernos y remaches 5056A no se deben usar en ambientes corrosivos o tropicales.
3) Por ejemplo, v'éase la norma inglesa BS 6105 para pernos de acero inoxidable.
4) Los remaches 6082-T4 se colocan más fácilmente inmediatamente después del tratamiento térmico en solución.
NOTA 1. Véase F.7.2.4.2 (b)
NOTA 2. Los pernos de acero deben ser, preferiblemente, galvanizados o sherardizados

(h) Metales de aporte - Los metales de aporte para soldadura de gas inerte de tungsteno (TIG) y soldadura de gas inerte de metal (MIG) se dan en la tabla F.7.2.4 con su durabilidad. Una guía para la selección de los metales de aporte se da en la tabla F.7.2.8.

Tabla F.7.2.4
Metales de aporte para soldadura

Grupo de metal de aporte	Denominación de la aleación		Durabilidad
	BS 1)	ISO 2)	
Tipo 1	1080A	Al99,8	A
	1050A	Al99,5	
Tipo 3	3103	Al Mn1	A
Tipo 4	4043	Al Si5(A)	B
	4047A 3)	Al Si12(A)	
Tipo 5	5056A	Al Mg5	A
	5356	Al Mg5Cr(A)	A
	5556A	Al Mg5,2MnCr	
	5183	Al Mg4,5Mn	

1) Para composición química véanse las normas pertinentes
2) O equivalente más cercano
3) La 4047A es específicamente usada para evitar el agrietamiento del metal de aporte en una unión que tiene alta dilución y alta restricción. En la mayoría de los casos, es preferible usar la 4043A

F.7.2.3 - PROPIEDADES DE RESISTENCIA, MECANICAS Y FISICAS

F.7.2.3.1 - *Resistencia y propiedades mecánicas* - En las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 se muestra el rango de aleaciones estándares con sus formas disponibles, condiciones de temple y propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas para los materiales forjados para los temples y condiciones de las aleaciones dadas en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 han sido usadas para determinar los esfuerzos límites dados en la tabla F.7.4.1. Cuando las aleaciones son soldadas, se da el porcentaje aproximado de reducción de resistencia de la aleación para cada temple. Estas resistencias en la zona afectada por el calor pueden no lograrse hasta después de un período de envejecimiento natural o artificial, (véanse las notas de la tabla F.7.2.1). La resistencia del material de pernos y remaches se da en la tabla F.7.2.3. Las propiedades mecánicas de las aleaciones varían con la temperatura y, las dadas en las tablas F.7.2.1, F.7.2.2 y F.7.2.3, deben aplicarse para el diseño de estructuras en un rango de temperatura entre -50°C y 70°C, excepto la aleación 5083 (véase F.7.2.2.1(c)). El esfuerzo de prueba del 0.2% y la resistencia a tensión mejoran con temperaturas más bajas pero se reducen a temperaturas más altas. Debe consultarse al fabricante las propiedades por fuera del rango de temperatura dado. Las aleaciones se funden en un intervalo de 550°C a 660°C dependiendo de su composición.

F.7.2.3.2 - *Propiedades físicas* - Las propiedades físicas de las aleaciones estándares, aunque varían ligeramente, pueden considerarse constantes y se enumeran en la tabla F.7.2.5. En estructuras críticas el ingeniero puede usar el valor exacto obtenido de un reconocido fabricante.

Tabla F.7.2.5
Propiedades físicas

Propiedad	Valor
Densidad	2710 kgf/m^3
Módulo de elasticidad	7000 kgf/mm^2
Módulo de rigidez	2660 kgf/mm^2
Coeficiente de expansión térmica	23 x10^{-6} por °C

F.7.2.4 - DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN - En muchos casos, los materiales estándares enunciados en las tablas F.7.2.1 a F.7.2.4 se pueden usar con el acabado de la laminadora, como son extruídos o como resultan soldados sin la necesidad de protección de la superficie.

La buena resistencia a la corrosión del aluminio y sus aleaciones es atribuible a la capa de óxido protectora que se forma sobre la superficie del metal inmediatamente se expone al aire. Esta película es normalmente invisible, relativamente inerte y, como se forma naturalmente frente a la exposición al aire o el oxígeno, es autosellante.

En ambientes suaves una superficie de aluminio mantiene su apariencia original por años y no se necesita protección adicional para la mayoría de las aleaciones. En ambientes industriales moderados habrá oscurecimiento y formación de asperezas en la superficie. Cuando la atmósfera se vuelve más agresiva, como en ambientes fuertemente ácidos o alcalinos, el decoloro de la superficie y la formación de asperezas empeoran y se hacen visibles superficies blancas polvosas de óxido. La película de óxido puede ser autosoluble, el metal deja de estar completamente protegido y se necesita protección adicional. Estas condiciones pueden también ocurrir en hendiduras debido a condiciones locales altamente ácidas o alcalinas, pero los agentes que tienen este efecto extremo son relativamente escasos.

En ambientes costeros y marinos, la superficie se pone áspera y adquiere una apariencia gris parecida a piedra. Es necesaria la protección de ciertas aleaciones. Cuando el aluminio está sumergido en agua pueden ser necesarias precauciones especiales.

Cuando ocurre un ataque a la superficie, las curvas corrosión/tiempo del aluminio y las aleaciones de aluminio tienen una forma exponencial y hay una pérdida bastante rápida de reflexividad después de un ligero deterioro por la exposición. Luego de ésto hay muy poco cambio durante períodos muy largos. En exposición atmosférica, la fase inicial puede ser de unos pocos meses o de dos o tres años, seguida por poco o ningún cambio durante períodos de 10, 30 ó aún 80 años. Tal comportamiento es consistente para todas las condiciones de exposición libres externas y para todas las condiciones internas o protegidas, excepto donde se pueda desarrollar extrema acidez o alcalinidad. Los ambientes tropicales, en general, no son más dañinos para el aluminio que los ambientes templados, aunque ciertas aleaciones se afectan por una larga exposición a altas temperaturas ambientales particularmente en ambiente marino.

F.7.2.4.1 - ***Durabilidad de las aleaciones*** **-** Las aleaciones enumeradas en las tablas F.7.2.1, F.7.2.2, F.7.2.3 y F.7.2.4 se categorizan en tres niveles de durabilidad A, B y C en orden descendente. Estos niveles son usados para determinar la necesidad y grado de protección requerido. En construcciones que emplean más de una aleación, incluyendo metales de relleno en construcción soldada, la protección debe ser acorde con el menor de los niveles de durabilidad.

F.7.2.4.2 - ***Protección contra la corrosión***

(a) Protección contra la corrosión total - La necesidad de protección contra la corrosión total a estructuras construidas con las aleaciones o combinaciones de las aleaciones enumeradas en las tablas F.7.2.1, F.7.2.2, F.7.2.3 y F.7.2.4 cuando se exponen a diferentes ambientes se da en la tabla F.7.2.6. Los métodos para brindar protección contra la corrosión en estos ambientes están detallados en normas como la BS 8112: Parte 2.

Para seleccionar la columna apropiada de la tabla F.7.2.6 para el ambiente atmosférico, debe tenerse en cuenta que pueden existir localidades, dentro de una región, que tengan microclimas bien diferentes de las características ambientales de la región como un todo. Una región designada como rural puede tener ambientes locales que se parecen más a una atmósfera industrial en sitios cercanos y viento abajo de fábricas. Similarmente, un lugar cercano al mar pero cerca de instalaciones costeras puede tener las características de una atmósfera industrial más que de una marina. El ambiente no es necesariamente el mismo para una estructura en el interior de un edificio que en el exterior.

A causa de estos factores, pueden resultar condiciones localizadas de incrementada severidad. Se deben estudiar las condiciones precisas en el sitio real antes de decidir la columna de ambiente apropiada de la tabla F.7.2.6.

Cuando se empleen secciones huecas, se debe considerar la necesidad de proteger la cavidad interna para prevenir la corrosión originada por el ingreso de agentes corrosivos. A causa de la dificultad de pintar tales secciones, los revestimientos de conversión química pueden ser benéficos. Cuando la cavidad interna se sella efectivamente, la protección interna no es necesaria.

Tabla F.7.2.6
Protección general contra la corrosión de estructuras de aluminio

Durabilidad de la aleación	Espesor (mm)	Protección necesaria de acuerdo con el ambiente							
		Atmosférico						Sumergido	
		Rural	Industrial/urbano		Marino			Agua dulce	Agua salada
			Moderado	Severo	No industrial	Moderado	Severo		
A	Todos	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna
B	Menos de 3	Ninguna	P	P	P	P	P	P	P
	3 ó más	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	P	P
C	Todos	Ninguna	P [1)]	P	P	P	P	P [2)]	NR

P Requiere protección
P [1)] Requiere sólo protección local contra la corrosión en la soldadura y la zona afectada por el calor en ambientes urbanos no industriales.
P [2)] No se recomienda la protección si se trata de construcción soldada.
NR No se recomienda la inmersión en agua salada.

(b) Contactos metal-metal incluyendo uniones - Se deben considerar también las superficies de contacto en hendiduras y el contacto con ciertos metales o lavaduras de ciertos metales que pueden causar ataque electroquímico del aluminio. Esta situación se da en las uniones de una estructura. Las superficies de contacto y uniones de aluminio con aluminio u otros metales y las superficies de contacto en uniones empernadas, remachadas, soldadas y conexiones con pernos de alta resistencia a fricción deben tener protección adicional a la requerida en la tabla F.7.2.6 tal como se define en la tabla F.7.2.7. Los detalles del procedimiento de protección contra la corrosión requerido se dan en normas como la BS 8118: Parte 2.

Tabla F.7.2.7
Protección adicional de los contactos de metal con metal para combatir la fisuración y los efectos galvánicos

Metal unido al aluminio	Metal del perno o remache	Protección necesaria de acuerdo con el ambiente								
		Atmosférico				Marino			Sumergido	
		Rural		Industrial urbano		No industrial	Industrial		Agua dulce	Agua salada
		Seco, no contaminado	Suave	Moderado	Severo		Moderado	Severo		
Aluminio	Aluminio	0	0	0	2	2	0	2	0	2
	Acero, Acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	3	4	4	3	4	5	5
Zinc o acero cubierto con zinc	Aluminio	0	0	2	2	2	2	2	2	5
	Acero, acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	3	4	4	3	4	5	5
Acero, acero inoxidable, hierro colado, plomo	Aluminio	0	0	3	3	3	3	3	5	5
	Acero, acero aluminizado o galvanizado, acero inoxidable	1	1	4	4	4	4	4	5	5
Cobre [1)]	Aluminio	0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR
	Cobre, aleación de cobre	0	3	5	5	5	5	5	5	5

1) Las superficies de contacto y uniones de aluminio con cobre o aleaciones de cobre deben evitarse. Si se usan, el aluminio debe ser de durabilidad A o B y los pernos y tuercas deben ser de cobre o de aleación de cobre.
NR No se recomienda usar remaches o pernos de aluminio para unir aluminio y cobre en estos ambientes.

(c) Contacto con otros materiales no metálicos

- **Contacto con concreto, mampostería o yeso -** El aluminio en contacto con concreto compacto y denso, mampostería o yeso en un ambiente seco sin polución o en un ambiente suave se debe cubrir con una capa de pintura bituminosa. En un ambiente industrial o marino, la superficie de contacto se debe cubrir con al menos dos capas de pintura bituminosa para trabajo pesado, preferiblemente la superficie del material en contacto debe ser similarmente pintada. El contacto sumergido de aluminio y tales materiales no es aconsejable pero, si es inevitable, se recomienda separar los materiales mediante una masilla apropiada o una capa de impermeabilización para trabajo pesado.

El concreto ligero y productos similares requieren consideración adicional cuando el agua o la humedad ascendente puede extraer álcalis agresivos del cemento. El agua alcalina puede entonces atacar incluso las superficies de aluminio que no están en contacto directo.

- **Aluminio embebido en concreto -** Antes de embeber el aluminio en concreto, las superficies deben protegerse con al menos dos capas de pintura bituminosa o betún caliente. Las capas deberán extenderse por lo menos 75 mm por encima de la superficie de concreto después de embeber.

Si el concreto contiene cloruros, por ejemplo como aditivos o debido al uso de agregados dragados del mar, se deben aplicar por lo menos dos capas de brea de alquitrán de hulla plastificada y el ensamblaje terminado debe ser repintado localmente con el mismo material para sellar la superficie luego de que el concreto haya fraguado totalmente. Se debe poner atención a los posibles contactos entre el aluminio embebido y el refuerzo de acero.

- **Contacto con madera -** En ambientes industriales, húmedos y marinos, la madera debe ser preparada y pintada adecuadamente.

Algunos preservativos para la madera pueden ser dañinos para el aluminio. Como guía general los siguientes preservativos han sido aprobados como seguros para usar con aluminio sin tomar precauciones especiales:

(a) creosota de alquitrán de hulla
(b) aceite de alquitrán de hulla
(c) naftalenos clorinados
(d) naftanatos de zinc
(e) pentaclorofenol
(f) óxidos orgánicos de estaño
(g) ortofenilfenol

Cuando la madera tratada con los siguientes preservativos se usa en situaciones húmedas, la superficie de aluminio en contacto con la madera tratada debe tener una aplicación substancial de sellante:

(a) naftanato de cobre
(b) sales cupro-cromo-arsenicales
(c) compuestos de bórax y ácido bórico

No se deben usar otros preservativos en asociación con el aluminio.

El roble, el castaño y el cedro rojo occidental pueden ser nocivos para el aluminio a menos que estén bien maduros.

- **Contacto con suelos -** La superficie del metal en contacto con el suelo debe protegerse con al menos dos capas de pintura bituminosa, betún caliente o brea de alquitrán de hulla plastificada. Se puede usar un vendaje con cintas adicional para impedir el daño mecánico del recubrimiento.

- **Inmersión en agua -** Cuando piezas de aluminio estén sumergidas en agua dulce o agua de mar, incluyendo agua contaminada, el aluminio debe ser preferencialmente de durabilidad A y se deben usar sujetadores de aluminio o acero resistente a la corrosión o usar soldadura. Las tablas F.7.2.6 y F.7.2.7 dan la protección necesaria para inmersión en agua dulce y de mar.

Adicionalmente el ingeniero debe obtener información competente sobre el contenido de oxígeno, el pH, el contenido químico o metálico, particularmente de cobre, y la cantidad de movimiento del agua. Estos factores pueden afectar el grado de protección requerido.

- **Contacto con químicos usados en la industria de la construcción -** Los fungicidas y repelentes de moho pueden contener compuestos metálicos basados en cobre, mercurio, estaño y plomo que , bajo condiciones de humedad, pueden causar corrosión del aluminio. Los efectos dañinos pueden ser contrarrestados protegiendo las superficies de contacto que pueden estar sujetas a lavaduras o filtraciones de los químicos.

Algunos materiales de limpieza pueden afectar la superficie del aluminio. Cuando tales químicos son usados para limpiar el aluminio u otros materiales en la estructura, se debe poner cuidado para asegurar que sus efectos no serán en detrimento del aluminio. A menudo un enjuague rápido y adecuado con agua es suficiente pero en otros casos se deben tomar medidas temporales para proteger el aluminio del contacto con tales limpiadores.

- **Contacto con materiales aislantes usados en la industria de la construcción -** Productos tales como fibra de vidrio, poliuretano y varios productos de aislamiento pueden contener agentes corrosivos que pueden ser extraídos bajo condiciones de humedad y deteriorar el aluminio. Los materiales aislantes deben ser probados para observar su compatibilidad con el aluminio en condiciones húmedas y salinas. Cuando existan dudas, se debe aplicar un sellante a las superficies de aluminio asociadas.

F.7.2.5 - FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN- Adicionalmente a los requisitos de fabricación y construcción generales se deberá considerar lo siguiente:

F.7.2.5.1 - *Doblado y formado* - Las aleaciones de aluminio están disponibles en un amplio rango de temples que afecta su habilidad para dejarse formar. Cuando se requiera doblar o formar, el ingeniero debe consultar con el fabricante para seleccionar la aleación, temple y cualquier tratamiento térmico subsecuente que pueda ser requerido.

F.7.2.5.2 - *Soldadura* - La pérdida de resistencia que puede ocurrir en la vecindad de la soldadura en algunas aleaciones debe considerarse en la selección de la aleación o aleaciones a usar en construcción soldada. El ingeniero debe convencerse de que la combinación de materiales base y de aportación es posible para lograr la resistencia y durabilidad requeridas en las condiciones de servicio de la estructura.

Debe ponerse particular atención a la susceptibilidad de las aleaciones 6082, 6063, 6061 y 5251 al agrietamiento durante la solidificación cuando las soldaduras son hechas bajo restricción. Esto puede evitarse usando los metales de aporte y las técnicas de soldadura recomendadas. Así se asegurará una combinación apropiada de metal de aporte en la soldadura real.

F.7.2.5.3 - *Metales de aporte* - El alambre de material de aporte usado en la construcción soldada debe ser escogido de acuerdo con la tabla F.7.2.8.

F.7.2.6 - SELECCION DE MATERIALES - La selección de una aleación o aleaciones para cualquier estructura y su forma particular es determinada por la combinación de varios factores: resistencia, véase F.7.2.3; durabilidad, véase F.7.2.4; propiedades físicas, véase F.7.2.3; soldabilidad, véase F.7.2.5; formabilidad, véase F.7.2.5; y disponibilidad, véase F.7.2.7. Los materiales estándares dados en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 se describen en términos de los anteriores factores en F.7.2.2.1(b) y (c).

F.7.2.7 - DISPONIBILIDAD - El rango de aleaciones dado en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2 no está disponible en todas las formas de producto. La tabla F.7.2.9 indica las aleaciones que se consiguen en una forma de producto particular y su disponibilidad. Se indican los productos y combinaciones de aleación que no son manufacturadas normalmente pero se consiguen con pedido especial; el diseño con este material sólo debe intentarse después de confirmar su disponibilidad con el encargado del suministro.

F.7.2.7.1 - *Secciones estructurales* - Cierto número de secciones estructurales extruídas y algunas otras secciones estructurales están comúnmente disponibles en 6082-T6 ó 6063-T6; pero, en la mayoría de los casos, deberán ser producidas bajo pedido, véase la tabla F.7.2.9. La tabla F.7.2.10 da el rango de tamaños de secciones más comúnmente disponibles. Otros tamaños pueden ser obtenidos a partir de matrices existentes o nuevas de acuerdo con el fabricante. Cuando las secciones se producen bajo pedido, puede ser requerida una cantidad mínima para la orden. Las secciones nuevas especiales extruídas se hacen normalmente bajo pedido y el bajo costo de las matrices simples brinda gran flexibilidad a su diseño. El ingeniero debe verificar con el fabricante, en una etapa temprana, la forma, espesor, tamaño y posibilidad del diseño de una nueva sección y el tiempo de entrega de la nueva matriz y la sección extruída. Algunas secciones o productos se hacen por trefilado, formado o laminado con rodillos, estas operaciones pueden requerir maquinaria especial.

Tabla F.7.2.8
Selección de alambres y varillas de metal de aporte para soldadura de gas inerte

Combinación de metal base [1]								
Primera parte	**Segunda parte**							
	LM5 Fundiciones	LM6 LM5 Fundiciones	3103 3105	1200	7020	6061 6063 6082	5154 5251 5454	5083
5083	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [3]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 5556A	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 Tipo 5
5154A 5251 5454	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [2]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 [3] Tipo 5	
6061 6063 6082	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4/5 Tipo 4 Tipo 4		
7020	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	NR [2]	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	5556A Tipo 5 Tipo 5			
1200	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 4 Tipo 3/4 Tipo 4	Tipo 1 [4] Tipo 1 Tipo [1]				
3103 3105	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4	Tipo 3 [4] Tipo 3 Tipo 3 [4]					
LM6 LM25 Fundiciones	NR [2]	Tipo 4 Tipo 4 Tipo 4						
LM5 Fundiciones	Tipo 5 Tipo 5 Tipo 5							

1) Los metales de aporte para la combinación base a soldar se muestran en una casilla localizada en la intersección de la fila con la columna del metal base. En cada casilla , la primera línea corresponde al metal de aporte que brinda la máxima resistencia, en el caso de aleaciones 6*** y 7020, este valor está por debajo de la resistencia con tratamiento térmico completo del metal base; en la línea media, aparece el metal de aporte que da la máxima resistencia a la corrosión; y en la última línea, se muestra el metal de aporte que no presenta agrietamiento de la soldadura persistente.

2) NR = No recomendado. La soldadura de aleaciones que contienen aproximadamente 2% o más de Mg con metal de aporte de Al-Si (5% a 12% Si) (y viceversa) es desaconsejable ya que se forma suficiente precipitado de Mg2Si en la frontera de fusión como para hacer frágil la unión.

3) El comportamiento frente a la corrosión del metal de aporte es mejor si su aleación tiene un contenido cercano al del metal base y no es marcadamente superior. Esto quiere decir que, para servicio en potencialmente corrosivos, es preferible soldar 5154A con metal de aporte 5154A o soldar 5454 con metal de aporte 5554. Sin embargo, en algunos casos ésto sólo es posible a expensas de la profundidad de la soldadura.

4) Si es esencial tener una resistencia mayor y/o una resistencia al agrietamiento mayor, se puede usar metal de aporte tipo 4.

NOTA. Véase la tabla F.7.2.4 para hallar las aleaciones particulares del metal de aporte de cada tipo de aleación.

Tabla F.7.2.9
Disponibilidad de formas de producto

Tabla 2.9 Disponibilidad de formas de producto

Aleación	Planchas	Láminas y tiras	Secciones extruidas				Tubería extruida	Tubería soldada longitudinalmente	Piezas forjadas	Piezas coladas
	Espesor mayor de 6 mm	Espesor menor o igual a 6 mm	Barras sólidas y formas simples	Secciones complejas y especiales	Tubería extruida redonda y rectangular	Secciones huecas				
1200	L	L 1)	S				S			
3103	O	L								
3105		O								
5083	L	L	S				S		O	
5154A	O	O	S				S		O	
5251	L	L	S				S	L	O	
5454	L	L	S				S			
6061	S	S	O	O	O	O	O			
6063			L	L	L	O	O		O	
6082	L 2)	L	L	O	L	O	O		O	
7020	O	O	S		S				S	
LM5										O
LM6										O
LM25										O

L Producto estándar fabricado bajo pedido en un rango limitado de tamaños.
O Producto estándar fabricado bajo pedido.
S Producto normalmente no fabricado en esa aleación pero con posibilidades de estar disponible por pedido es
Un espacio en blanco indica que el producto no está diponible.
1) Incluye láminas y planchas con indentaciones o resaltes.
2) Incluye plancha indentada.
NOTA. Ciertas propiedades mecánicas se dan en las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2.

Tabla F.7.2.10
Rango de tamaños de secciones extruídas más comúnmente disponibles

Tipo de sección	Rango de tamaño mm
Angulos de lados iguales	30x30 a 120x120
Angulos de lados desiguales	50x38 a 140x105
Canales	60x30 a 240x100
Secciones T	50x38 a 120x90
Secciones I	60x30 a 160x80
Angulos con bulbos iguales	50x50 a 120x120
Angulos con bulbos desiguales	50x37.5 a 140x105
Canales con pestañas	80x40 a 140x70
Secciones T con bulbos	90x75 a 180x150

F.7.2.7.2 - *Tubería* - Los tubos pueden producirse por extrusión, por trefilado o por soldadura de costura. La tubería está disponible, en algunas de estas formas, en un rango limitado de tamaños pero, por lo general, son fabricados bajo pedido, véase la tabla F.7.2.9.

F.7.2.7.3 - *Lámina delgada, tiras y planchas* - Normalmente, un amplio rango de lámina delgada, tiras y planchas se consigue con facilidad en las aleaciones estándares (véase la tabla F.7.2.9). Algunas aleaciones se encuentran disponibles en forma de láminas o planchas con indentaciones o resaltes. Hay un amplio rango de

productos estándares laminados para revestimiento y techado, algunos de los cuales se consiguen fácilmente en cantidades moderadas, con el acabado de la laminadora o pintados, pero la mayoría son producidos bajo pedido.

F.7.2.7.4 - *Piezas forjadas* - Las piezas forjadas a mano o con matriz se suministran bajo pedido. Las primeras normalmente requieren trabajo adicional para lograr las dimensiones requeridas mientras que las últimas son producidas con las dimensiones definidas. Las matrices para forjado son relativamente costosas y los costos deben incluir al menos la fabricación de una pieza forjada y el corte para revisar el flujo o distribución del grano para probar que la matriz puede ser usada para piezas estructurales forjadas.

F.7.2.7.5 - *Piezas coladas* - Se suministran bajo pedido piezas coladas con arena o de enfriamiento rápido. Las piezas coladas con arena se producen con moldes de costo moderado y se usan normalmente para la producción en pequeñas cantidades. Las piezas coladas de enfriamiento rápido se usan generalmente en la producción de cantidades mayores y cuando se necesitan altas tasas de productividad; también son preferidas cuando se requiere buen acabado superficial y buena exactitud en las medidas. El costo de la maquinaria puede ser alto, especialmente para matrices que deben soportar presión.

F.7.3 - PRINCIPIOS DE DISEÑO

F.7.3.1 - DISEÑO PARA ESTADOS LIMITE - Las estructuras de aluminio se diseñarán considerando los estados límite para los que pueden llegar a ser inapropiadas durante su uso futuro. Se deben considerar siempre los siguientes estados límite:

- resistencia estática (estado límite último) (véase F.7.3.3)
- deformación (estado límite de servicio) (véase F.7.3.4)
- durabilidad (véase F.7.3.5)

En ciertas estructuras es necesario considerar uno o ambos de los siguientes estados:

- fatiga (véase F.7.3.6)
- vibración (véase F.7.3.7)

El diseño se realizará usando la guía dada en F.7.4 a F.7.7 y en los apéndices F.7.B a F.7.J. Sin embargo, se permite verificar un diseño propuesto por medio de ensayos (véase F.7.8).

F.7.3.2 - CARGAS - Las estructuras de aluminio se diseñarán para las cargas estipuladas en el Título B. Se estudiarán las combinaciones de carga prescritas en B.2.6.2.

F.7.3.3 - RESISTENCIA ESTATICA - Un componente es aceptable en términos de resistencia estática si se satisface que:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

en donde:

ϕ = coeficiente de reducción de capacidad, estipulado en la tabla F.7.3.1

γ_i = coeficiente de mayoración para la carga i

Q_i = acción sobre la estructura que resulta de la aplicación de la carga i

R_n = resistencia nominal de un miembro estructural, calculada con base en procedimientos establecido en este capítulo

F.7.3.3.1 - *Acción-efecto bajo carga mayorada* - Esto es la fuerza axial, el momento flector o la fuerza cortante generada en un componente por la aplicación de una carga mayorada y encontrada usando un procedimiento de análisis estructural aceptado. La carga mayorada se encuentra tomando las cargas estipuladas en el Título B y multiplicando cada una por el coeficiente de mayoración, establecido en B.2.6.2.

F.7.3.3.2 - *Resistencia de diseño* - La resistencia de diseño se define como el producto de la resistencia nominal por el coeficiente de reducción de capacidad **f**. La resistencia nominal es la capacidad del componente en relación con la acción estructural en consideración (carga axial, momento flector, fuerza cortante, etc.), calculada con base en un procedimiento de análisis reconocido en este capítulo.

El coeficiente de reducción de capacidad **f** tiene en cuenta las diferencias entre la resistencia real de un miembro estructural y su resistencia nominal, causadas por variaciones en propiedades del material, tolerancias de fabricación y aproximaciones en el análisis. En estructuras de aluminio se utilizarán los coeficientes de reducción establecidos en la tabla F.7.3.1.

Tabla F.7.3.1
Coeficientes de reducción de capacidad, f

Tipo de construcción	f	
	Miembros	**Uniones**
Remachada y empernada	0.83	0.83
Soldada	0.83	0.76 *
Pegada	0.83	0.33
* Debe usarse 0.67 en procedimientos que no cumplan con las especificaciones para aprobación de ensayos de procedimientos de soldadura tales como la BS4870 Parte 2, soldadura de aluminio y sus aleaciones con procesos TIG o MIG.		

En F.7.4, F.7.5 (miembros) y F.7.6 (uniones), se dan las reglas para establecer la resistencia calculada.

F.7.3.4 - DEFORMACION - Con fines de aceptación las deflexiones de una estructura de aluminio se calcularán para las cargas de servicio y las combinaciones de carga estipuladas en B.2.3.

F.7.3.4.1 - Deformación elástica recuperable - Una estructura es aceptable en términos de deformación si su deflexión elástica bajo carga de servicio es menor que la deflexión límite.

El cálculo de la deflexión elástica hará generalmente con base en las propiedades de la sección transversal bruta. Sin embargo, en secciones esbeltas puede ser necesario tomar las propiedades de la sección reducida para tener en cuenta el pandeo local (véase F.7.4).

Tabla F.7.3.2
Deflexiones límites

Elemento	Deflexión límite recomendada (véase nota)
Voladizos que soportan pisos	L/180
Vigas con acabado de yeso u otro material frágil	L/360
Viguetas y rieles de cubiertas	
(a) carga muerta únicamente	L/200
(b) bajo la peor combinación de carga muerta, impuesta, viento y nieve	L/100
Largueros y travesaños de paredes cortina	
(a) vidrio sencillo	L/175
(b) vidrio doble	L/250
Parte superior de columnas: deflexión horizontal	L/300

NOTA
L es la longitud entre apoyos.

La deflexión límite debe basarse en criterios racionales de ingeniería y se evaluará para condiciones de servicio con las combinaciones de carga estipuladas en el numeral B.2.3. La tabla F.7.3.2 da valores sugeridos para ciertos tipos de estructuras. En la definición de las deflexiones límites debe tenerse en cuenta que el aluminio es tres veces más flexible que el acero y por lo tanto, se debe evitar usar deflexiones límites excesivamente pequeñas.

F.7.3.4.2 - Deformación inelástica permanente - Por lo general, se puede suponer que los componentes cuya resistencia estática ha sido calculada de acuerdo con F.7.4, no sufrirán deformación permanente significativa bajo la acción de la carga nominal. Esto se puede aplicar a todos los grupos de aleaciones.

F.7.3.4.3 - Distorsión debida a ensamble frecuente - En ciertas estructuras que tienen que ser armadas y desarmadas frecuentemente, es necesario considerar la posibilidad de cambios en las dimensiones principales del sistema de acople que conducen a la aparición gradual de errores inaceptables en la forma ensamblada.

F.7.3.5 - DURABILIDAD - La clasificación de durabilidad de los grupos de aleaciones se da en las tablas F.7.2.1 a F.7.2.4. Si una estructura se diseña en una aleación durable y se protege adecuadamente de acuerdo con normas como el BS 8118: Parte 2, se estima que se comportará satisfactoriamente. Se deben considerar el grado de exposición y la vida de diseño.

F.7.3.6 - FATIGA

F.7.3.6.1 - Generalidades - Cualquier estructura o componente estructural que esté sometida a variaciones significativas de la carga, debe ser revisada por fatiga. Se deben considerar dos estados límite:

(a) colapso total
(b) crecimiento estable de grietas (tolerancia de daño)

En ambos casos se supone que actúa el espectro de carga de servicio (no mayorado).

F.7.3.6.2 - Colapso total - El procedimiento para considerar este estado límite es determinar la vida prevista de acuerdo con F.7.7 y verificar que no sea menor que la vida de diseño. En ciertas circunstancias, el diseñador puede desear incrementar la vida de diseño nominal multiplicando por un coeficiente de vida por fatiga γ_L **(>1)**. La selección de γ_L puede verse influenciada por lo siguiente:

(a) la posibilidad de que se incremente el crecimiento de grietas durante etapas posteriores de la vida del detalle
(b) la exactitud del espectro de carga supuesto
(c) si se mantendrán registros de carga durante la vida del detalle
(d) la posibilidad de un cambio de uso de la estructura durante su vida

El diseñador puede también desear aplicar un coeficiente de fatiga del material, γ_{mf}, para el rango de esfuerzos de diseño dado en la figura F.7.9. El rango de esfuerzos de diseño se dividiría por γ_{mf} **(>1)** y la selección de γ_{mf} podría estar influenciada por lo siguiente:

(1) el detalle deberá existir en un ambiente muy hostil
(2) si la falla del detalle resultaría en la falla de la estructura entera o si existen caminos alternativos para la carga

F.7.3.6.3 - Crecimiento estable de grietas - El daño de una estructura bajo condiciones de fatiga se determina monitoreando la tasa de crecimiento de las grietas de fatiga con intervalos de inspección regulares. Los métodos de inspección, las longitudes de grieta límite aceptables, las tasas admisibles de crecimiento de las grietas y el tiempo entre inspecciones deben ser acordados por el diseñador y el cliente. El crecimiento de grietas es estable cuando la tasa admisible de crecimiento de las grietas no se incrementa súbitamente entre inspecciones.

Los métodos para calcular el crecimiento de grietas y la longitud límite de las grietas están por fuera del alcance de estas normas pero la facilidad con que un detalle puede ser inspeccionado buscando grietas puede influir en la selección de γ_{mf} (véase F.7.3.6.2).

F.7.3.7 - VIBRACIÓN - Para ciertas estructuras la posibilidad de vibración indeseable bajo condiciones normales de servicio debe ser considerada. Se deben usar las cargas nominales para hacer la verificación de la incompatibilidad de las amplitudes de vibración. Si se cree que la vibración puede ser un problema potencial, se debe verificar también la posibilidad de falla por fatiga (véase F.7.3.6).

F.7.3.8 - ENSAYOS - Los componentes estructurales diseñados de acuerdo con F.7.4 a F.7.7 y los apéndices apropiados pueden ser aceptados sin ensayos. Los componentes diseñados usando otros procedimientos de cálculo y los componentes no calculados deben ser aceptados sólo si su resistencia ha sido verificada con ensayos. Tales ensayos deben ser ejecutados de acuerdo con F.7.8.

F.7.4 - DISEÑO ESTATICO DE MIEMBROS

F.7.4.1 - GENERALIDADES - Todos los miembros deben satisfacer los estados límite de resistencia estática y de deformación. En F.7.4.9 se trata la deformación.

Cuando se hace referencia a curvas de diseño, se permite, en su lugar, usar las fórmulas con las que se derivaron dichas curvas (véase el apéndice F.7.I).

Los miembros están usualmente formados por extrusiones, planchas, láminas delgadas, tuberías o una combinación de ellos. Las normas siguientes no se aplican a piezas coladas y, por lo tanto, los diseñadores que deseen emplear este tipo de piezas deben consultar con los fabricantes al respecto.

F.7.4.1.1 - Estado límite de resistencia estática - La resistencia de diseño de un miembro frente a una acción-efecto específica no debe ser menor que la magnitud de dicha acción-efecto generada bajo carga mayorada. A continuación se dan las reglas para obtener la resistencia frente a diferentes acciones:

- **(a)** para vigas (resistencia a momento y fuerza cortante) (véase F.7.4.5)
- **(b)** para riostras (resistencia a tensión axial) (véase F.7.4.6)
- **(c)** para puntales (resistencia a compresión axial) (véase F.7.4.7)

En F.7.4.8 se define el procedimiento para calcular la interacción de momento y carga axial en miembros sujetos a acciones combinadas.

Las fórmulas dadas contienen los esfuerzos límites (p_0, p_a, p_y) relacionados con las propiedades del material y que deben ser tomados de acuerdo con F.7.4.2. También contienen el coeficiente de reducción de capacidad **f** que debe ser leído en la tabla F.7.3.1.

La resistencia de un miembro puede reducirse como resultado del pandeo local, dependiendo de la esbeltez de la sección transversal. Un diseño propuesto se revisa (excepto para miembros bajo tensión axial) clasificando la sección en términos de su susceptibilidad a este tipo de falla. En F.7.4.3, se da un método para verificar el pandeo local incluyendo la clasificación de la sección.

F.7.4.1.2 - Zonas afectadas por el calor - El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y ésto debe ser tenido en cuenta en el diseño. No es necesario aplicar ésto cuando el material base está en la condición **O** ó **T4**, o cuando está en la condición **F** y el diseño se basa en las propiedades de la condición **O**.

En F.7.4.4, se dan reglas para estimar la severidad y extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor y los numerales siguientes muestran cómo tener en cuenta el efecto de este ablandamiento en la resistencia del miembro.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

F.7.4.1.3 - Diseño avanzado - Los miembros pueden ser diseñados para un comportamiento seguro usando las recomendaciones de esta sección y algunos apéndices apropiados. Otros apéndices tratan profundamente ciertos aspectos específicos del comportamiento del miembro y pueden conducir a diseños más livianos.

F.7.4.2 - ESFUERZOS LIMITES - Los cálculos de resistencia para miembros se hacen suponiendo los siguientes esfuerzos límites:

p_o = esfuerzo límite para flexión y fluencia total
p_a = esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión
p_v = esfuerzo límite a cortante
p_s = esfuerzo límite para estabilidad al pandeo general

Los valores de p_o, p_a y p_v dependen de las propiedades del material y deben ser tomados de acuerdo con las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2. Para materiales no cubiertos en estas tablas, refiérase al apéndice F.7.C.

Los valores de p_s deben determinarse de acuerdo con F.7.4.5.6(c) o F.7.4.7.5.

Tabla F.7.4-1
Esfuerzos límite, aleaciones tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde	Hasta	p_o	p_a	p_v
			mm	mm	kg/mm^2	kg/mm^2	kg/mm^2
6061	T6	Extrusión	-	150	24	26.0	14.5
	T6	Tubería extruida	-	6	24	26.5	14.5
			6	10	22.5	26.0	13.5
6063	T4	Extrusión	-	150	6.5	8.5	4.0
	T4	Tubería extruida	-	10	9.5	12.0	6.0
	T4	Forjados	-	150	8	10.0	5.0
	T5	Extrusión	-	25	11	13.0	6.5
	T6	Extrusión	-	150	16	17.5	9.5
	T6	Tubería extruida	-	10	18	19.0	11.0
	T6	Forjados	-	150	16	17.0	9.5
6082	T4	Extrusión	-	150	11.5	14.5	7.0
	T4	Lámina	0.2	3	11.5	14.5	7.0
	T4	Plancha	3	25	10.5	14.0	6.5
	T4	Tubería extruida	-	10	10.5	14.0	6.5
	T4	Forjados	-	150	11.5	14.5	7.0
	T6	Extrusión	-	20	25.5	27.5	15.5
			20	150	27	29.0	16.0
	T6	Lámina	0.2	3	25.5	27.5	15.5
	T6	Plancha	3	25	24	26.5	14.5
	T6	Tubería extruida	-	6	25.5	28.0	15.5
			6	10	24	27.5	14.5
	T6	Forjados	-	120	25.5	27.5	15.5
7020	T4	Extrusión	-	25	18.5	23.0	11.0
	T4	Lámina, plancha	0.2	25	16	20.5	9.5
	T6	Extrusión	-	25	28	31.0	17.0
	T6	Lámina, plancha	0.2	25	27	29.5	16.0

Tabla F.7.4.2
Esfuerzos límite, aleaciones no tratadas en caliente

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde	Hasta	p_o	p_a	p_v
			mm	mm		kg/mm^2	kg/mm^2
1200	H14	Lámina	0.2	12.5	9.0	9.5	5.5
3103	H14	Lámina	0.2	12.5	11.0	12.0	6.5
	H18	Lámina	0.2	3	15.0	15.0	9.0
3105	H14	Lámina	0.2	3	14.5	15.0	8.5
	H16	Lámina	0.2	3	17.0	17.5	10.0
	H18	Lámina	0.2	3	19.0	20.0	11.5
5083	O, F	Extrusión	-	150	10.5	15.0	6.5
	O	Lámina, plancha	0.2	80	10.5	15.0	6.5
	O	Tubería extruida	-	10	10.5	15.0	6.5
	F	Lámina, plancha	3	25	13.0	17.0	7.5
	H22	Lámina, plancha	0.2	6	23.5	27.0	14.0
	H22	Tubería extruida	-	10	23.5	27.0	14.0
5154A	O, F	Extrusión	-	150	6.5	10.0	4.0
	O	Lámina, plancha	0.2	6	6.5	10.0	4.0
	O	Tubería extruida	-	10	6.5	10.0	4.0
	H22	Lámina, plancha	0.2	6	16.0	20.0	9.5
	H24	Lámina, plancha	0.2	6	22.5	25.0	13.5
5251	F	Tubería extruida	-	10	20.0	22.0	18.0
	H22	Tubería soldada	0.8	2.0	22.0	23.0	13.0
	H24	Lámina, plancha	0.2	6	12.5	15.5	7.5
5454	O, F	Lámina, plancha	0.2	6	17.5	20.0	10.5
	O	Extrusión	-	150	6.5	10.0	4.0
	F	Lámina, plancha	0.2	6	6.0	9.5	3.5
	H22	Lámina	0.2	3	18.0	21.5	11.0
	H24	Lámina	0.2	3	20.0	23.5	12.0

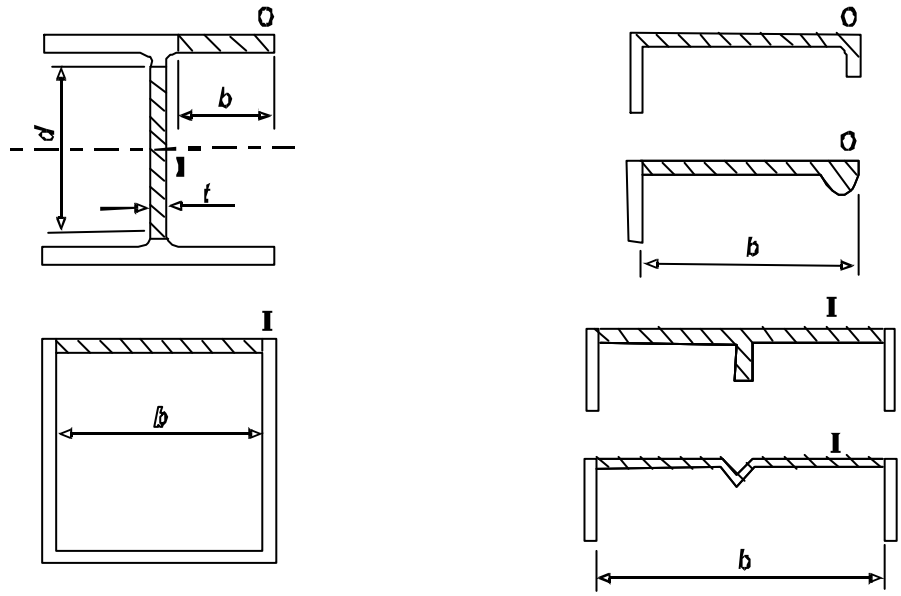
F.7.4.3 - CLASIFICACION DE LA SECCION Y PANDEO LOCAL

F.7.4.3.1 - Generalidades

(a) Clasificación de la sección - La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta. El primer paso en la verificación de tales miembros es establecer la clasificación de la sección, esto es, su susceptibilidad al pandeo local. Para hacerlo, y también para tener en cuenta el efecto del pandeo local (cuando sea necesario), el diseñador debe considerar la esbeltez de los elementos individuales que componen la sección.

(b) Tipos de elementos - Se identifican los siguientes tipos básicos de elementos de pared delgada: elemento plano saliente, elemento plano interno y elemento curvo interno

Estos son, a menudo, no reforzados, o sea que no son rigidizados longitudinalmente (véase la figura F.7.4.1(a)). La estabilidad de elementos planos puede mejorarse bastante mediante la colocación de costillas rigidizadoras longitudinales o pestañas, véase la figura F.7.4.1(b) en cuyo caso los elementos se denominan reforzados.



(a) No reforzados (b) Reforzados

Convenciones
O : saliente
I : Interno

Figura F.7.4.1
Tipos de elementos planos

(c) Almas sometidas a cortante - El pandeo de almas a cortante se trata por separado (véase el literal (c) de F.7.4.5.3 y F.7.5).

F.7.4.3.2 - Parámetro de esbeltez $\mathbf{b}$ - La susceptibilidad al pandeo local de un elemento de una viga (resistencia a momento) o en un miembro a compresión (resistencia a fuerza axial) depende del parámetro $\mathbf{b}$ como se define en los literales (a) a (d) de este numeral.

(a) Elementos planos no reforzados - El parámetro $\mathbf{b}$ depende de la relación $\mathbf{b/t}$ o $\mathbf{d/t}$ del elemento considerado; $\mathbf{t}$ es el espesor del elemento, $\mathbf{b}$ es generalmente el ancho del elemento y $\mathbf{d}$ es la altura del elemento del alma en una viga. Los valores de $\mathbf{b}$ y $\mathbf{d}$ deben ser tomados como el ancho del elemento plano medido hasta el comienzo de un filete o hasta el borde de una soldadura.

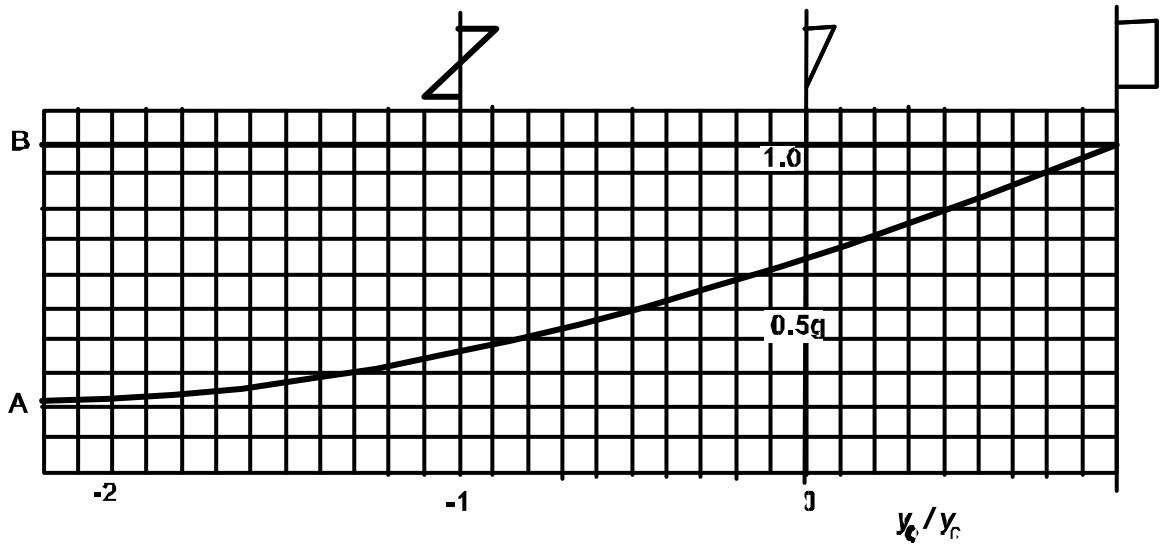
$\mathbf{b}$ se define como sigue:

- elemento sometido a compresión uniforme $\mathbf{b = b / t}$
- elemento sometido a un gradiente de esfuerzos:

  1. elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro $\mathbf{b = 0.35\ d/t}$
  o, $\mathbf{b = 0.35\ b/t}$

  2. para cualquier otro gradiente de esfuerzos $\mathbf{b = g\ b/t}$
  o, $\mathbf{b = g\ d/t}$

donde $\mathbf{g}$ es el coeficiente de gradiente de esfuerzos que se lee en la figura F.7.4.2. En la figura F.7.4.2, $\mathbf{y_c}$ y $\mathbf{y_o}$ son las distancias desde el eje neutro de la sección bruta hasta el extremo más fuertemente comprimido y hasta el otro extremo del elemento respectivamente; son tomadas como positivas hacia el lado comprimido. Deben ser generalmente medidas desde el eje neutro elástico pero en la verificación de si una sección es totalmente compacta se permite usar el eje neutro plástico.



NOTA: Para elementos internos o salientes (compresión pico en la raíz) use la curva A. Para elementos salientes (compresión pico en el borde) use la línea B.

Figura F.7.4.2
Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos, valor de g

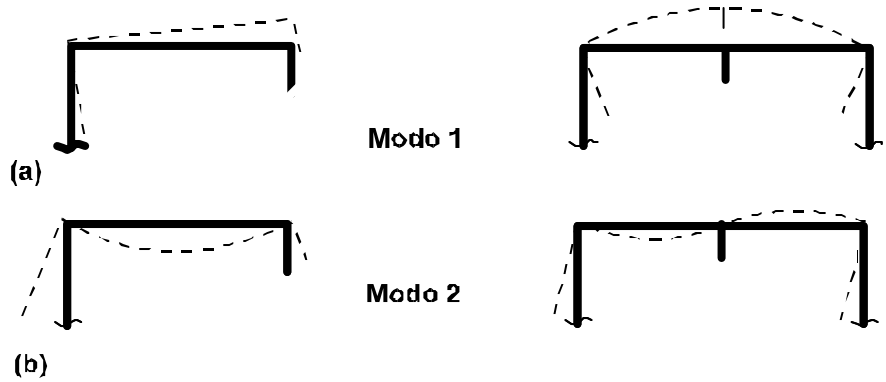


Figura F.7.4.3
Modos de pandeo de elementos planos reforzados

(b) Elementos planos reforzados - Se deben considerar dos modos posibles de pandeo (véase la figura F.7.4.3) y se deben encontrar valores diferentes de **b** para cada uno de ellos:

- **modo 1:** el elemento reforzado se pandea como una unidad llevándose consigo el refuerzo

- **modo 2:** los subelementos, abarcando el elemento reforzado, se pandean como elementos individuales mientras las uniones entre ellos permanecen rectas

En el modo 2 de pandeo, **b** se encuentra por separado para cada subelemento de acuerdo con el literal (a) de F.7.4.3.2. En el modo 1, **b** se determina, generalmente, como sigue (véase F.7.4.3.2 para lo que se relaciona con elementos salientes en vigas).

- **Modo 1, compresión uniforme**

  1. **Refuerzo estándar -** Se define como el refuerzo consistente en una costilla o pestaña unilateral con espesor igual al del elemento, **t**, y localizado como se muestra en la figura F.7.4.4:

$$\mathbf{b = h\,b / t} \qquad \textbf{(F.7-1)}$$

donde

b y **t** = se definen como en el literal (a) de F.7.4.3.2
h = se lee en la figura F.7.4.4 (a), (b) o (c) según sea apropiado

En la figura F.7.4.4, **c** debe tomarse como la altura libre de la costilla o pestaña medida hasta la superficie de la lámina.

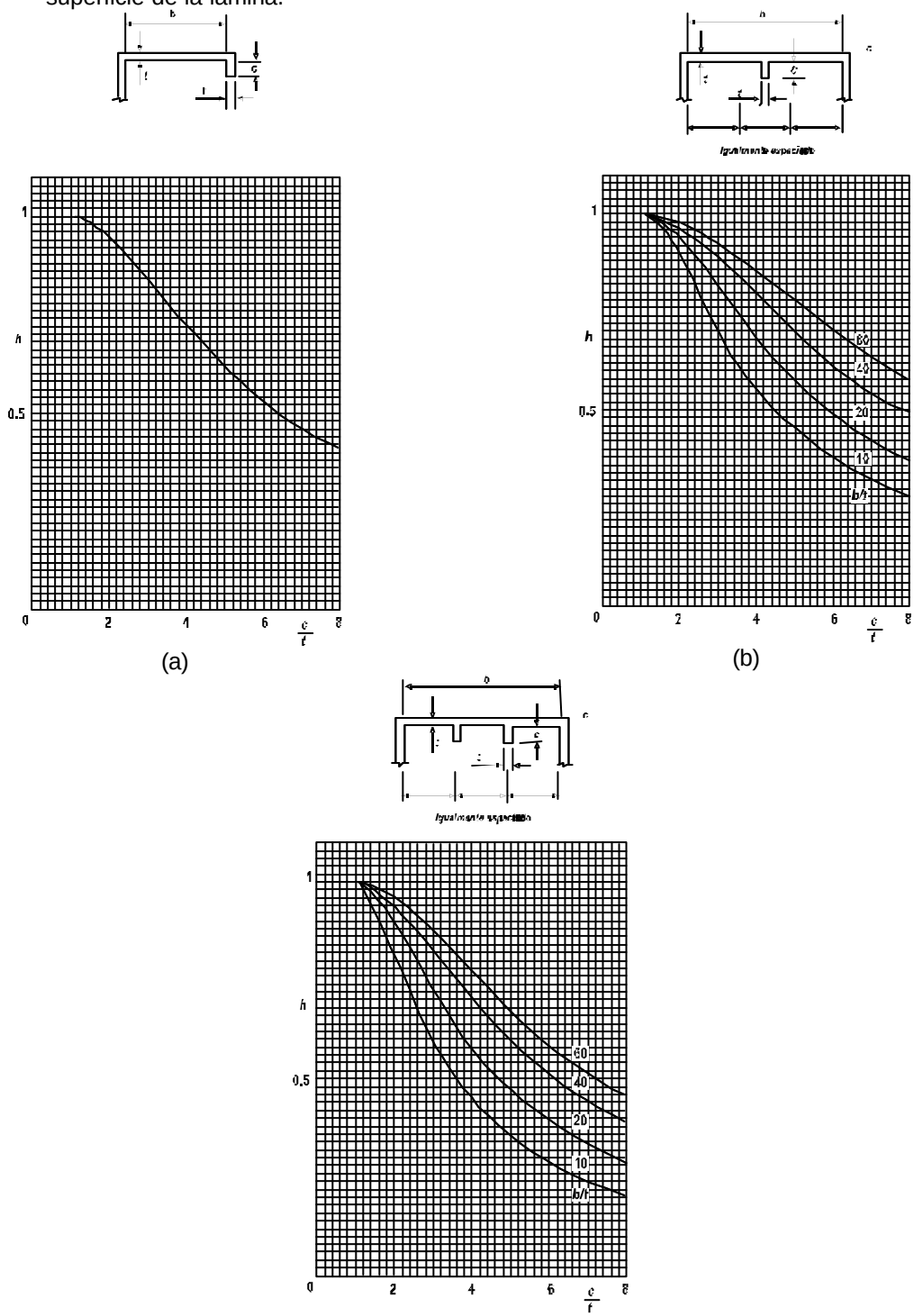


Figura F.7.4.4
Elementos reforzados, valor de h

2. **Refuerzo no estándar -** Con cualquier otra forma de refuerzo, β debe encontrarse reemplazándolo con una costilla o pestaña equivalente de forma estándar y procediendo como en (1). El valor de c para la costilla o pestaña equivalente se escoge de modo que su segundo momento del área alrededor del plano medio de la lámina sea igual al del refuerzo verdadero.

3. **Método general -** Para casos no cubiertos por (1) y (2), β se debe tomar de acuerdo con:

$$\beta = \left(\frac{b}{t}\right)\left(\frac{\sigma_{cro}}{\sigma_{cr}}\right)^{0.4} \qquad \textbf{(F.7-2)}$$

donde

σ_{cr} y σ_{cro} esfuerzos elásticos críticos, suponiendo soporte en un solo borde, con y sin el refuerzo

- **Modo 1, gradiente de esfuerzos**

  β debe encontrarse usando la expresión general dada en el numeral (3) en la cual σ_{cr} y σ_{cro} ahora se refieren al esfuerzo en el borde más comprimido del elemento.

(c) Elementos curvos internos - En elementos curvos de poca altura sometidos a compresión uniforme, β debe determinarse usando:

$$\beta = \frac{b/t}{\left[1 + \left(0.006 b^4 / R^2 t^2\right)\right]^{1/2}} \qquad \textbf{(F.7-3)}$$

donde

R = radio de curvatura hasta la parte media del metal
b = ancho de desarrollo del elemento en la parte media del metal
t = espesor

En elementos curvos sometidos a un gradiente de esfuerzos se puede tomar un valor de β más favorable obtenido factorando el valor anterior por g (obtenido en la figura F.7.4.2).

El tratamiento anterior es válido siempre que R/b no sea menor que $0.1\ b/t$. Las secciones que contienen elementos de mayor curvatura requieren estudio especial.

(d) Tubos redondos

β se debe calcular de acuerdo con lo siguiente, sin hacer distinción entre compresión axial y flexión:

$$\beta = 3\,(D/t)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-4)}$$

donde

D = diámetro hasta la parte media del metal
t = espesor

F.7.4.3.3 - Clasificación de la sección - El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable. Los elementos individuales se clasifican de acuerdo con los literales (c) o (d) de este numeral.

(a) Secciones: vigas y miembros a compresión - Para la sección de una viga (resistencia a momento) o de un miembro a compresión (resistencia a fuerza axial) se aplican las siguientes clasificaciones.

- **Resistencia a momento:**

  1. **Totalmente compacta**: el pandeo local puede ignorarse

  2. **Semi-compacta**: la sección puede desarrollar un momento igual a p_o veces el módulo elástico de la sección

  3. **Esbelta**: la resistencia a momento se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que p_o

- **Resistencia a compresión axial:**

  1. **Compacta**: se puede ignorar el pandeo local

  2. **Esbelta**: el pandeo local disminuye la resistencia

(b) Secciones sometidas a acciones combinadas - Véase el literal (a) de F.7.4.8.2 para la clasificación de secciones sometidas a flexión biaxial o a flexión y fuerza axial simultáneas.

(c) Clasificación de elementos - La clasificación de un elemento individual depende del valor de b (véase F.7.4.3.2):

- **elementos de vigas** (resistencia a momento):

  $b \leq b_1$ totalmente compacta
  $b_1 < b \leq b_o$ semi-compacta
  $b > b_o$ esbelta

- **elementos de miembros a compresión** (resistencia axial):

  $b \leq b_o$ compacta
  $b > b_o$ esbelta

  donde b_o y b_1 están dados en la tabla F.7.4.3.

Tabla F.7.4.3
Valores límite de b

Elementos	b_0		b_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7ε	6ε	6ε	5ε
Elementos internos	22ε	18ε	18ε	15ε

NOTA 1. El valor de e se toma generalmente como $e = (25/p_o)^{1/2}$ (excepto para ciertos elementos de aleta en vigas, véase F.7.4.3.3 (d)). p_o es el esfuerzo límite en kgf/mm^2 (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2).
NOTA 2. Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.
NOTA 3. En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

(d) Elementos de aleta subesforzados - Se puede utilizar una clasificación más favorable para elementos de aleta en miembros sometidos a flexión o a flexión más fuerza axial que sean:

- paralelos al eje de flexión; y
- menos altamente esforzados que las fibras más severamente esforzadas de la sección.

Se permite entonces, usando la tabla F.7.4.3, tomar un valor modificado de $\mathbf{e}$ según:

$$\mathbf{e} = \left(\frac{25 y_1}{p_o y_2}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-5)}$$

donde y_1 y y_2 son, respectivamente, las distancias desde el eje neutro de la sección bruta hasta las fibras más severamente esforzadas y hasta el elemento. Deben ser, por lo general, medidas desde el eje neutro elástico; no obstante, en la revisión de si la sección es totalmente compacta se permite usar el eje neutro plástico.

F.7.4.3.4 - Pandeo local - La posibilidad de pandeo local en miembros clasificados como esbeltos es generalmente tenida en cuenta reemplazando la sección real por una sección efectiva. La sección efectiva se obtiene empleando un coeficiente de pandeo local k_L para reducir el espesor; esto es aplicable a cualquier elemento esbelto de espesor uniforme que esté total o parcialmente sometido a compresión. Los elementos que no tienen espesor uniforme requieren un estudio especial.

(a) Determinación de k_L - El coeficiente k_L, que se encuentra por separado para los diferentes elementos de la sección, se lee de la curva apropiada de la figura F.7.4.5 seleccionada de acuerdo con la tabla F.7.4.4. Se debe determinar, como se muestra a continuación, el valor correcto de b/e para poder seleccionar la curva correcta:

Tabla F.7.4.4
Selección de la curva de la figura F.7.4.5 (pandeo local)

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

$\mathbf{b}$ = se encuentra según F.7.4.3.2

$\mathbf{e} = (25/p_o)^{1/2}$ generalmente (véase la nota 3 del literal (c) de F.7.4.5.2 para aletas a compresión de vigas)

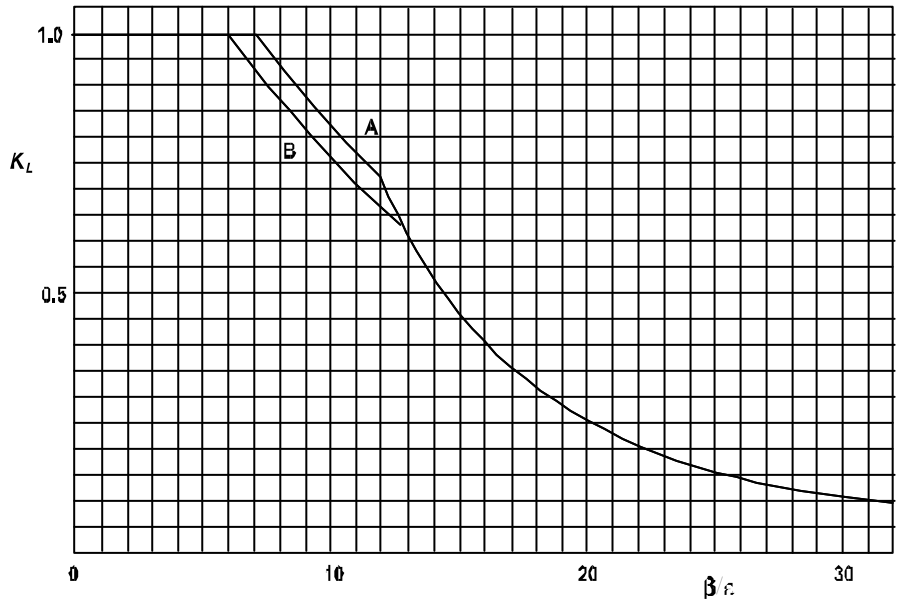
donde

p_o = esfuerzo límite del material en kgf/mm^2, sin considerar el efecto de la zona afectada por el calor

Para decidir si un elemento se debe tomar como no soldado o soldado en la tabla F.7.4.4, véase la nota 2 de la tabla F.7.4.3.

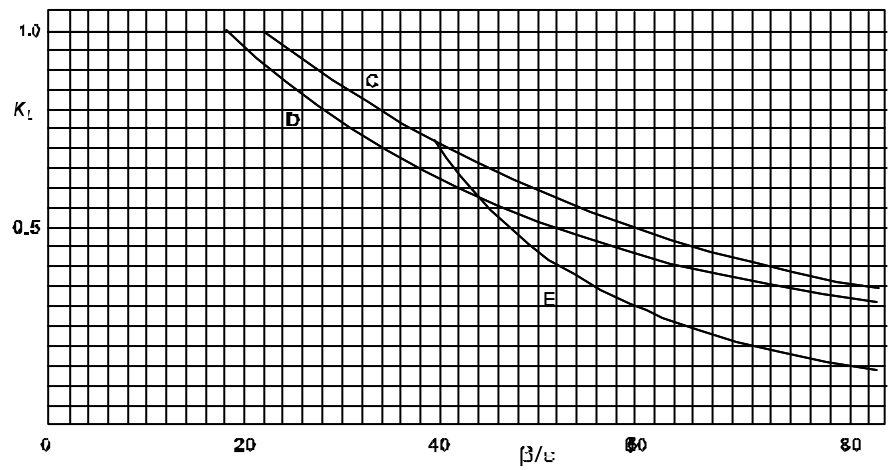
En el caso de elementos planos reforzados es importante considerar ambos modos posibles de pandeo (véase figura F.7.4.3) y tomar el más crítico. En el caso del modo 1, el coeficiente de pandeo k_L se debe aplicar al área del refuerzo tanto como al espesor básico de la lámina

(b) Secciones sometidas a acciones combinadas - Véase el literal (b) de F.7.4.8.2 para determinar k_L en secciones sometidas a flexión biaxial o a flexión y fuerza axial simultáneas.



Curva A: elementos salientes, no soldados
Curva B: elementos salientes, soldados

(a) para elementos planos salientes



Curva C: elementos internos, no soldados
Curva D: elementos internos, soldados
Curva E: tubos redondos

NOTA. véase la nota 3 de la tabla F.7.4.3

(b) para elementos internos y tubos redondos

Figura F.7.4.5
Coeficiente de pandeo local k_L

F.7.4.4 - ABLANDAMIENTO EN LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR ADYACENTE A LA SOLDADURA

F.7.4.4.1 - Generalidades - Es necesario considerar en el diseño el ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% que la resistencia a tensión.

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están reducidas por un coeficiente constante $\mathbf{k_z}$.

Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base. La severidad del ablandamiento en la zona afectada por el calor, definida por $\mathbf{k_z}$, se trata en F.7.4.4.2. La extensión de la zona afectada por el calor, definida por una distancia $\mathbf{z}$, medida desde la soldadura, se considera en F.7.4.4.3.

Algunas veces es posible mitigar el efecto del ablandamiento de la zona afectada por el calor mediante un tratamiento de envejecimiento artificial aplicado después de soldar (véase el apéndice F.7.E).

F.7.4.4.2 - Severidad del ablandamiento

(a) Coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor - El coeficiente $\mathbf{k_z}$ normalmente debe tomarse de la tabla F.7.4.5 pero para ciertos cálculos se permite usar un valor más favorable, como se explica en el apéndice F.7.E. Esto se aplica cuando la resistencia de un miembro está gobernada por $\mathbf{p_a}$ o $\mathbf{p_v}$ en lugar de por $\mathbf{p_o}$. Para encontrar el coeficiente $\mathbf{k_z}$ para materiales no cubiertos en la tabla F.7.4.5, véase el apéndice F.7.E.

(b) Material 7020 - Los valores alternativos de $\mathbf{k_z}$ dados en la tabla F.7.4.5 para el material 7020 deben ser normalmente aplicados de acuerdo con la naturaleza del esfuerzo actuante sobre el material de la zona afectada por el calor:

- **valor (A):** esfuerzo de tensión actuando transversalmente al eje de una soldadura a tope o de filete
- **valor (B):** cualquier otra condición de esfuerzo, esto es, esfuerzo longitudinal, compresión transversal, cortante.

Algunas veces es posible incrementar el valor (A) a una cifra superior a la de la tabla dependiendo del grado de control térmico logrado en la fabricación (véase el apéndice F.7.E).

(c) Tiempo de recuperación para aleaciones tratadas en caliente - Los valores de $\mathbf{k_z}$ dados en la tabla F.7.4.5 son válidos a partir de los siguientes tiempos después de soldar, siempre y cuando el material se haya mantenido a una temperatura no menor de 15**###**C:

- Aleaciones de la serie 6*** 3 días
- Aleaciones de la serie 7*** 30 días

Para determinar la resistencia de los componentes que deben ser cargados más tempranamente, pero nunca antes de 24 horas después de soldar, el valor de $\mathbf{k_z}$ debe reducirse por un coeficiente $\mathbf{f}$ calculado de acuerdo con lo siguiente:

- Aleaciones de la serie 6*** $\mathbf{f = 0.9 + 0.1\ \{(n-1)/2\}^{1/2}}$ **(F.7-6)**
- Aleaciones de la serie 7*** $\mathbf{f = 0.8 + 0.2\ \{(n-1)/29\}^{1/2}}$ **(F.7-7)**

donde $\mathbf{n}$ es el tiempo, en días, entre la soldadura y la carga.

Si el material se mantiene a una temperatura por debajo de 15**###**C después de haber soldado, el tiempo de recuperación se prolongará y ésto debe ser advertido.

Tabla F.7.4.5
Coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor, k_z

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B)
			(nota 2)

NOTA 1. En la columna de producto, E, S, P, DT, WT y F se refieren, respectivamente, a extrusión, lámina, plancha, tubería extruída, tubería soldada y forjados.
NOTA 2. Refiérase al literal (b) de F.7.4.4.2 para ver la aplicabilidad de los valores A y B para material 7020.

F.7.4.4.3 - Extensión de la zona afectada por el calor

(a) Definición de z - Se supone que la zona afectada por el calor se extiende una distancia z en cualquier dirección a partir de la soldadura, medida de acuerdo con lo siguiente:

1. transversalmente desde la línea central de una soldadura a tope en línea (véase la figura F.7.4.6(a))

2. en soldaduras de filete, transversalmente desde el punto de intersección de las superficies soldadas (véanse las figuras F.7.4.6(e), (f), (g) y (h))

3. en soldaduras a tope usadas en uniones de esquina, **T** o cruciformes, transversalmente desde el punto de intersección de las superficies soldadas (véanse las figuras F.7.4.6(b), (c) y (d))

4. en cualquier dirección radial desde el extremo de una soldadura (véanse las figuras F.7.4.6(i) y (j))

Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la figura F.7.4.6. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio **z**, como se muestra en B (en lugar de A) en la figura F.7.4.6(i). Esto es ventajoso cuando la soldadura de superficie se aplica a un material grueso.

Tabla F.7.4.6
Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente a

Caso	Configuración de la unión	Valor de a	
		t_c £ 25 mm	t_c > 25 mm
	Soldadura contínua substancialmente recta (véanse figuras F.7.4.6(a), (c), (e) y (g)		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura contínua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.7.4.6(b), (d), (f) y (h)	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

(e) Determinación de h - El coeficiente **h** en el literal (b) de F.7.4.4.3 cubre la posibilidad de acumulación incremental de calor debida a:

- proximidad de un borde o de bordes libres; o
- otra soldadura en la vecindad.

El valor de **h** puede encontrarse como se indica a continuación en (1) o en (2). Alternativamente refiérase al apéndice F.7.E.

(1) Para una unión desde la cual existen al menos dos caminos de calor válidos:

$h = 1$

Un camino de calor válido es aquel en el que h £ h_1; donde

h = distancia al borde libre o la mitad de la distancia a una soldadura cercana

La distancia **h** debe ser medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado (véase la figura F.7.4.6) y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor. El camino de calor sigue el perfil de la sección y no tiene que ser necesariamente recto (véase la figura F.7.4.7).

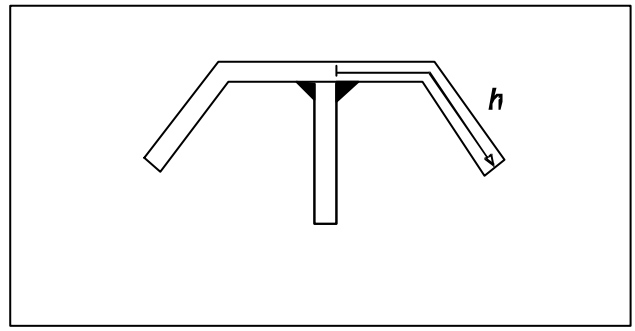


Figura F.7.4.7
Medición típica del camino de calor

$h_1 = 4.5$ a z_o = para aleaciones de la serie 7***, o **(F.7-17)**
$h_1 = 3$ a z_o = para otras aleaciones. **(F.7-18)**

(2) Para una unión desde la cual hay únicamente un camino de calor válido:

t_C £ 25 mm $h = 1.50$
t_C > 25 mm $h = 1.33$

(f) Traslapo de zonas afectadas por el calor - Cuando dos uniones se localizan de modo que sus zonas afectadas por el calor respectivas (determinadas de acuerdo con F.7.4.4.3) se traslapan, se puede suponer que la extensión de la zona afectada por el calor en el lado exterior de cada unión no se altera por la proximidad.

(g) Determinación experimental de z - Es una alternativa para estimar la extensión de la zona afectada por el calor en lugar de hacerlo mediante cálculo. Esto se puede hacer por medio del examen de dureza de un especimen representativo (véase el apéndice F.7.E).

F.7.4.5 - VIGAS

F.7.4.5.1. - *Generalidades* - Las siguientes revisiones se deben realizar a todas las vigas (incluyendo vigas ensambladas).

(a) Revisión a momento. En cualquier sección transversal, el momento M bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} de la sección, calculada de acuerdo con F.7.4.5.2 (o alternamente de acuerdo con el apéndice F.7.D). M_{RS} se debe reducir apropiadamente, cuando sea necesario, para tener en cuenta un cortante coincidente (véase F.7.4.5.4).

(b) Revisión a cortante. En cualquier sección transversal, la fuerza cortante V bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} (véase F.7.4.5.3).

En algunos casos, es necesario hacer también una o ambas de las siguientes revisiones:

(1) Revisión de aplastamiento del alma (véase F.7.4.5.5)

(2) Revisión de pandeo torsional lateral (véase F.7.4.5.6)

Las vigas ensambladas, que tienen almas rigidizadas más esbeltas, deben diseñarse preferiblemente usando F.7.5.4. Se permite diseñarlas como vigas pero es probable que se pierda en economía.

Para el diseño de vigas sometidas a flexión biaxial combinada con carga axial, se debe usar F.7.4.8.

Las vigas sujetas a flexión biaxial respecto a ambos ejes principales se deben revisar también de acuerdo con F.7.4.8.

F.7.4.5.2 - Resistencia a momento uniaxial de la sección

(a) Clasificación de la sección para resistencia a momento - Primero es necesario clasificar la sección como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable, de acuerdo con F.7.4.3.3.

En el caso de un elemento saliente reforzado que forme parte o sea toda la aleta a compresión, la presencia de refuerzo en forma de una pestaña dirigida hacia afuera debe ignorarse para la clasificación de la sección.

b) Cálculo básico - La resistencia de diseño a momento M_{RS} de una sección dada, en ausencia de cortante, debe encontrarse, por lo general, como se indica a continuación:

• no soldada, totalmente compacta	$M_{RS} = p_o S_n f$		**(F.7-19)**
• no soldada, semi-compacta	$M_{RS} = p_o Z_n f$		**(F.7-20)**
• soldada, totalmente compacta	$M_{RS} = p_o S_{ne} f$		**(F.7-21)**
• soldada, semi-compacta	$M_{RS} = p_o Z_{ne} f$		**(F.7-22)**
• no soldada, esbelta	$M_{RS} = p_o Z_e f$	o,	
	$M_{RS} = p_o Z_n f$	lo que sea menor	**(F.7-23)**
• soldada, esbelta	$M_{RS} = p_o Z_e f$	o,	
	$M_{RS} = p_o Z_{ne} f$	lo que sea menor	**(F.7-24)**

donde

S_n y Z_n	=	módulos plástico y elástico, respectivamente, de la sección neta
S_{ne} y Z_{ne}	=	módulos plástico y elástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
Z_e	=	módulo elástico de la sección efectiva
p_o	=	esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
f	=	coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Se permite en secciones semi-compactas y esbeltas, si es favorable, tomar la resistencia a momento basada en un patrón de esfuerzos elasto-plástico tal como se indica en el apéndice F.7.D, en lugar de usar las expresiones anteriores. Si esto se hace, la nota 5 del literal (c) de este mismo numeral no es válida.

(c) Sección supuesta - La terminología usada en el literal (b) de este mismo numeral implica lo siguiente:

- la sección neta incluye sólamente la reducción por los agujeros
- la sección neta efectiva incluye el espesor reducido tomado en la vecindad de las soldaduras para tener en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor conjuntamente con la reducción por los agujeros

- la sección efectiva incluye el espesor reducido para tomar en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor y el pandeo local pero no se hace reducción por los agujeros.

El espesor reducido se debe tomar, por lo general, de acuerdo con lo siguiente para los diferentes elementos en una sección.

1. Elemento esbelto libre de efectos de zona afectada por el calor - Se toma un espesor $k_L t$ para todo el elemento, k_L se encuentra siguiendo F.7.4.3.4.

2. Elementos no-esbeltos sujetos a efectos de zona afectada por el calor - Se toma un espesor $k_z t$ para las partes ablandadas del elemento. k_z y la extensión del ablandamiento están dados en F.7.4.4.2 y F.7.4.4.3.

3. Elemento esbelto con efectos de zona afectada por el calor - Se toma el espesor reducido como el menor de $k_z t$ y $k_L t$ para la parte ablandada y $k_L t$ para el resto del elemento.

Nota 1. Cuando se localiza un agujero en la región de espesor reducido, la reducción para ese agujero debe basarse en el espesor reducido.

Nota 2. En el caso de elementos reforzados, k_L se debe aplicar al área del refuerzo así como al espesor básico de la lámina.

Nota 3. Cuando se considera un elemento de aleta esbelto que se localiza más cerca del eje neutro que de la fibra extrema a tensión del material, se permite tomar un valor más favorable de k_L. Esto se hace usando un valor modificado de e en la figura F.7.4.5 (en lugar del valor normal, véase el literal (a) de F.7.4.3.4) de acuerdo con:

$$e = \left(\frac{25 y_1}{p_o y_2}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-25)}$$

donde y_1 y y_2 son las distancias desde el eje neutro elástico de la sección bruta hasta las fibras extremas y hasta el elemento considerado, respectivamente. Esta relación se aplica sólo si el elemento es substancialmente paralelo al eje de flexión.

Nota 4. Para un elemento reforzado que forma parte de la aleta a compresión de una sección esbelta en la cual el refuerzo tiene la forma de una pestaña dirigida hacia afuera, la presencia de la pestaña debe ignorarse para determinar la resistencia a momento.

Nota 5. Para un elemento soldado en una sección semi-compacta o esbelta, se puede suponer un espesor más favorable de acuerdo con lo siguiente:

- Se ignora el ablandamiento en la zona afectada por el calor para cualquier material que esté a menos de $k_Z\ y_1$ del eje neutro elástico de la sección bruta, donde y_1 es la distancia de allí a las fibras más lejanas de la sección.

- Para el material de la zona afectada por el calor, a una distancia $y(> k_Z y_1)$ del eje neutro, k_Z se puede reemplazar por un valor k_{zy} determinado de acuerdo con:

$$k_{zy} = k_z + 1 - \frac{y}{y_1} \qquad \textbf{(F.7-26)}$$

(d) Secciones híbridas - La capacidad a momento de una sección híbrida que contiene materiales de diferentes resistencias puede basarse, con seguridad, en el menor valor de p_o dentro de la sección. Como alternativa puede usarse el siguiente procedimiento que es más ventajoso.

- Cada elemento se clasifica de acuerdo con su valor particular de p_o
- Para una sección totalmente compacta, M_{RS} se encuentra usando la teoría de flexión plástica convencional teniendo en cuenta el valor de p_o en cada elemento y usando nuevamente la sección neta efectiva en el caso de miembros soldados
- Para otras secciones, M_{RS} se encuentra con la expresión F.7.20, F.7.22 o F.7.23 del literal (b) de F.7.4.5.2, la que sea apropiada, tomando como base los valores de p_o y Z del punto de la sección que da los menores valores de M_{RS}.

(e) Secciones semi-compactas - Para este tipo de secciones se permite, si se desea, tomar una valor mejorado de M_{RS} que se obtiene por interpolación de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{RS} = M_s + \frac{b_0 - b}{b_0 - b_1}\left(M_f - M_S\right) \qquad \textbf{(F.7-27)}$$

donde:

M_f y M_s = valores de M_{RS} totalmente compacto y semi-compacto encontrados de acuerdo con el literal (b) de F.7.4.5.2

b = valor de b para el elemento más crítico de la sección

b_1 y b_0 = valores límite de b totalmente y semi-compacto para ese mismo elemento (véase la tabla F.7.4.3).

F.7.4.5.3 - Resistencia a fuerza cortante

(a) Clasificación de la sección - Primero es necesario clasificar la sección como compacta o esbelta en términos de su resistencia a fuerza cortante: una sección compacta no se afecta por pandeo mientras que una sección esbelta se debe revisar a pandeo. Las secciones se clasifican como sigue:

- **Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape:**

  $\frac{d}{t} \leq 49e$ compacta

  $\frac{d}{t} > 49e$ esbelta

  donde

  d = altura libre del alma entre aletas (medida sobre la pendiente en el caso de almas inclinadas)
  t = espesor del alma
  e = $\left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} = \left(\frac{15}{p_n}\right)^{1/2}$
  p_o y p_v = esfuerzos límite (en kgf/mm²) (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

- **Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape**. Véase el literal (e).

- **Barra sólida**: compacta

- **Tubería redonda**: la misma clasificación que para compresión axial (véanse el literal (d) de F.7.4.3.2 y el literal (c) de F.7.4.3.3.).

(b) Secciones compactas - La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} de una sección, en ausencia de momento, se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_{RS} = f p_n A_n \qquad \textbf{(F.7-28)}$$

donde

p_v = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
A_v = área efectiva de cortante
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

El área de la sección efectiva será:

- Para secciones que contienen almas a cortante sin platinas de enchape que están libres de ablandamiento en la zona afectada por el calor, A_v se determina usando:

  $$A_n = 0.8NDt \qquad \textbf{(F.7-29)}$$

  donde

  D = altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas
  t = espesor del alma

$\mathbf{N}$ = número de almas

La presencia de pequeños agujeros se puede ignorar siempre y cuando ellos no ocupen, en total, más del 20% de la altura libre del alma entre aletas.

- Para secciones como las de (a) pero con almas afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor, $\mathbf{A_v}$ se determina con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{A_n = N\left(0.8Dt - \left(1 - k_z\right)d_z t\right)} \qquad \textbf{(F.7-30)}$$

donde

$\mathbf{d_z}$ = altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (véase F.7.4.4.3)
$\mathbf{k_z}$ = coeficiente de ablandamiento (véase F.7.4.4.2)

Para un alma soldada en toda su altura o continuamente soldada longitudinalmente en cualquier punto de se altura, $\mathbf{V_{RS}}$ se debe tomar como $\mathbf{k_z}$ veces el valor no soldado.

- Para una barra sólida:

$$\mathbf{A_v = 0.8\ A} \quad \text{ó} \quad \mathbf{0.8\ A_e} \qquad \textbf{(F.7-31)}$$

- Para un tubo redondo compacto:

$$\mathbf{A_v = 0.6\ A} \quad \text{ó} \quad \mathbf{0.6\ A_e} \qquad \textbf{(F.7-32)}$$

donde

$\mathbf{A}$ = área de la sección (en ausencia de ablandamiento en la zona afectada por el calor)
$\mathbf{A_e}$ = área efectiva de la sección (cuando hay ablandamiento en la zona afectada por el calor) encontrada tomando un espesor efectivo de $\mathbf{k_z}$ veces el espesor real para el material de la zona afectada por el calor.

En el caso de secciones que contienen almas a cortante, se pueden usar los métodos para el cálculo de $\mathbf{V_{RS}}$ de vigas ensambladas (véanse los literales (a) y (d) de F.7.5.4.2).

(c) Secciones esbeltas - La resistencia de diseño a fuerza cortante $\mathbf{V_{RS}}$, en ausencia de momento, para secciones que contienen almas esbeltas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga, se debe tomar como la menor de los dos valores obtenidos en las siguientes revisiones:

- **Revisión a fluencia**. La resistencia se calcula como para una sección compacta usando el literal (b) de F.7.4.5.3.

- **Revisión por pandeo**. El valor de $\mathbf{V_{RS}}$ en kgf se obtiene con la siguiente expresión:

$$\mathbf{V_{RS} = f\frac{34000\ Nt^3}{d} \pounds\ f\ p_v\ A_v} \qquad \textbf{(F.7-33)}$$

donde

$\mathbf{d}$ = altura libre del alma entre aletas
$\mathbf{t}$ = espesor del alma
$\mathbf{N}$ = número de almas
$\mathbf{f}$ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

(d) Almas a cortante inclinadas - Las expresiones que cubren secciones compactas en el literal (b) de F.7.4.5.3 siguen siendo válidas para almas inclinadas siempre que D sea medido perpendicularmente al eje neutro. Para revisar secciones inclinadas esbeltas (véase el literal (c) de F.7.4.5.3), la expresión F.7-33 debe factorarse por $\cos q$, donde q es el ángulo entre el alma y el plano de aplicación de la carga.

(e) Uso de platinas de enchape - La resistencia a fuerza cortante de secciones que contienen almas a cortante con platinas de enchape puede generalmente calcularse, con seguridad, usando el tratamiento dado en F.7.5.4.2 pero con los coeficientes v tomados como sigue:

v_l = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico determinado según el literal (b) de F.7.5.4.2
v_{tf} = coeficiente de campo tensionado, igual a cero

Este tratamiento es válido sólo si las platinas de enchape cumplen con F.7.5.4.4.

F.7.4.5.4 Combinación de momento y fuerza cortante

(a) Momento con cortante bajo - En cualquier sección, se puede suponer que la resistencia de diseño a momento M_{RS} no se afecta por una fuerza cortante coincidente V (bajo carga mayorada) menor que la mitad de la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} encontrada en el literal (c) de F.7.4.5.3.

(b) Momento con cortante elevado - Si V excede $0.5V_{RS}$, se debe calcular un valor reducido de la resistencia de diseño a momento M_{RSO}:

- **Para secciones con almas a cortante conectadas a aletas en ambos extremos longitudinales:**

$$M_{RSO} = M_{RS}\left[1 + (1 - a)\left[0.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}}\right]\right] \qquad \textbf{(F.7-34)}$$

- **Para otras secciones:**

$$M_{RSO} = M_{RS}\left[1.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}}\right] \qquad \textbf{(F.7-35)}$$

donde

M_{RS} = resistencia de diseño a momento de la sección, en ausencia de cortante (véase F.7.4.5.2)
a = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en al alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos

Para secciones clasificadas como esbeltas para flexión o afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor, a debe basarse en la sección supuesta usada en la demostración de M_{RS} (véase el literal (c) de F.7.4.5.2).

F.7.4.5.5 - Aplastamiento del alma - Este numeral trata del diseño de almas sometidas a fuerzas localizadas causadas por cargas concentradas o reacciones aplicadas a una viga.

(a) Alma no rigidizada - Cuando el alma, por sí sola, debe soportar la fuerza localizada, sin el suministro de un rigidizador de apoyo, como por ejemplo bajo una carga rodante, las dos condiciones siguientes deben cumplirse:

$$p_{w1} \le f\,p_a \quad \text{o,} \quad \frac{k_z p_a}{f} \qquad \textbf{(F.7-36)}$$

$$p_{w2} \le f\,p_s \qquad \textbf{(F.7-37)}$$

donde

p_{w1}, p_{w2} = esfuerzos en el borde extremo y en el punto medio, respectivamente, suponiendo un ángulo de dispersión de 45° a cada lado de una fuerza localizada

p_a = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

p_s = esfuerzo de pandeo para el alma tratada como una columna delgada entre aletas

k_z = coeficiente de ablandamiento para el material de la zona afectada por el calor (véase F.7.4.4.2)

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

En la ecuación F.7-36, la segunda expresión debe usarse cuando el alma está soldada a la aleta y hay ablandamiento en la zona afectada por el calor. De otro modo, la primera expresión es válida.

El valor de p_s debe determinarse de acuerdo con el literal (a) de F.7.4.7.3, seleccionando la curva en la figura F.7.4.10 (a) que intercepta el eje de esfuerzos en un valor p_o (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2). El parámetro de esbeltez l que se debe usar para seleccionar la curva debe tener en cuenta el posible movimiento lateral relativo de las aletas cuando el alma se pandea y nunca debe ser menor que $3.5d/t$.

(b) Alma con platina de enchape - Cuando se suministra una platina de enchape, se debe satisfacer la ecuación F.7-36 tanto en el extremo superior de la platina de enchape como en el extremo superior del alma delgada.

(c) Alma rigidizada - Un rigidizador de apoyo apropiado debe ser de sección compacta. Puede ser conservadoramente diseñado suponiendo que resiste la fuerza de aplastamiento completa, sin ayuda del alma. El rigidizador se revisa como un miembro a compresión (véase F.7.4.7) para pandeo como columna fuera del plano y aplastamiento local considerando efectos de flexión, si es necesario (véase F.7.4.8). Alternativamente, se puede diseñar un rigidizador más económico utilizando la cláusula de rigidizador de viga ensamblada (véase F.7.5.4.4).

F.7.4.5.6 Pandeo torsional lateral - Una viga, que no sea una de las excepciones dadas aquí, se debe revisar contra posible falla por pandeo torsional lateral de acuerdo con los literales (a) a (f) de este mismo numeral.

La posibilidad de falla prematura por pandeo torsional lateral se puede ignorar en cualquiera de los siguientes casos:

- flexión respecto al eje menor
- viga soportada contra movimiento lateral en toda su longitud
- soporte lateral de la aleta a compresión suministrado a espaciamiento no mayor que $40e\, r_y$

donde

r_y = eje de giro menor de la sección

e = $(25/p_o)^{1/2}$

p_o = esfuerzo límite (en kgf/mm^2) del material de la aleta a compresión (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

(a) Condición básica - La viga debe revisarse por posible pandeo torsional lateral en cada tramo no soportado entre puntos de apoyo lateral. En cada uno de ellos se debe satisfacer la siguiente condición:

$$M \leq M_{Rx} \qquad \textbf{(F.7-38)}$$

donde

M = momento bajo carga mayorada en la longitud considerada

M_{Rx} = momento factorado de resistencia a pandeo torsional lateral, es igual a $p_s S/f$

S = módulo plástico de la sección bruta sin reducción por ablandamiento en la zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

p_s = esfuerzo de pandeo (véase el literal (c) de F.7.4.5.6)

(b) Margen para variación de momento - El valor de $\mathbf{M}$ en el literal (a) puede ser, seguramente, tomado como el valor máximo en el tramo considerado. Como alternativa, se permite tomar $\mathbf{M}$ como el momento uniforme equivalente $\overline{\mathbf{M}}$. Para el caso de gradiente simple de momento en la longitud considerada (variación lineal) $\overline{\mathbf{M}}$ se puede tomar como se indica enseguida:

para $1.0 > \frac{M_2}{M_1} \geq -0.5$ $\quad \overline{M} = 0.6M_1 + 0.4M_2$ **(F.7-39)**

para $\frac{M_2}{M_1} < -0.5$ $\quad \overline{M} = 0.4M_1$ **(F.7-40)**

donde $\mathbf{M_1}$ y $\mathbf{M_2}$ son, respectivamente, los momentos máximo y mínimo (véase la figura F.7.4.8). Para otros casos de variación de momento consulte el apéndice F.7.G.

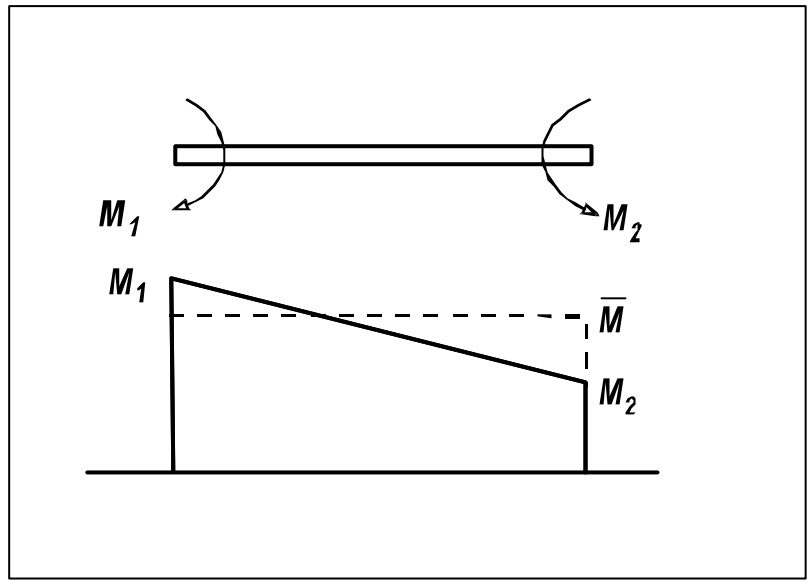


Figura F.7.4.8
Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente $\overline{\mathbf{M}}$

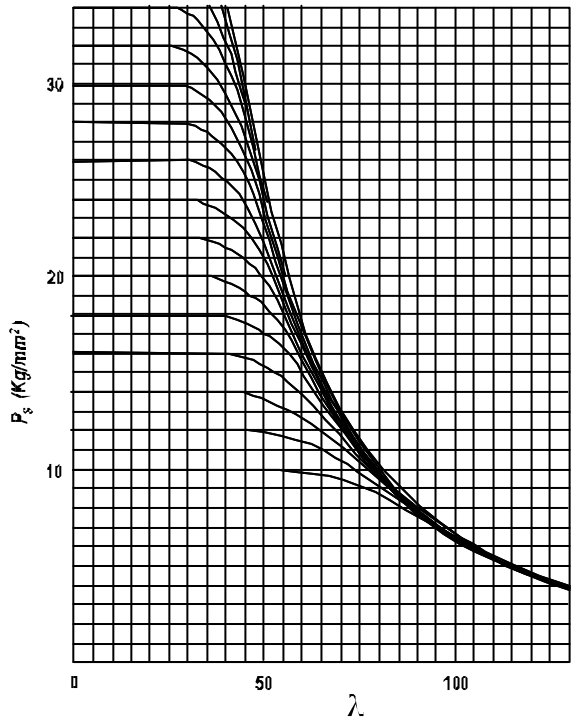
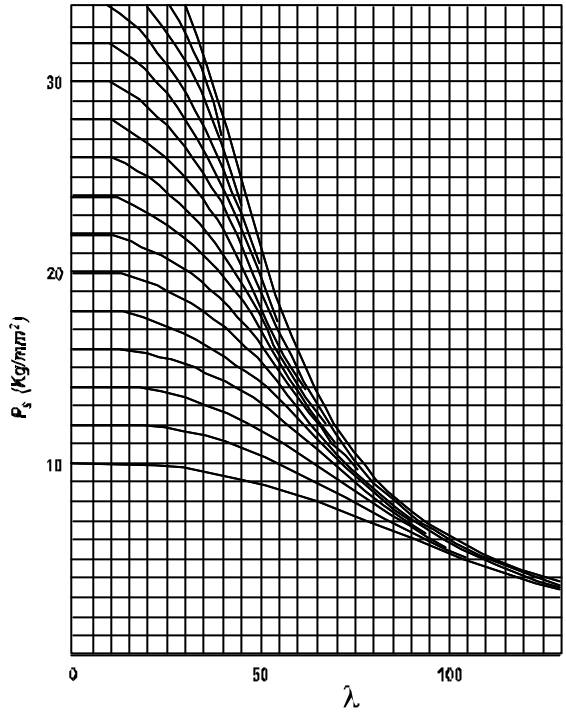
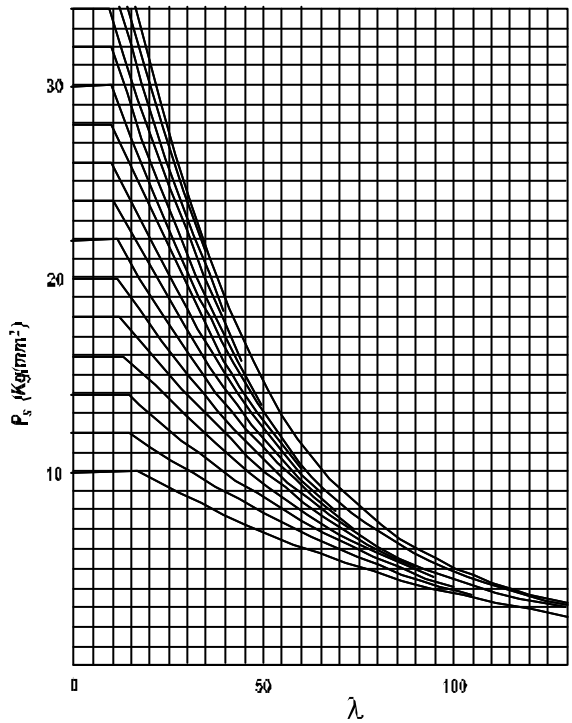


Figura F.7.4.9
Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo r_s



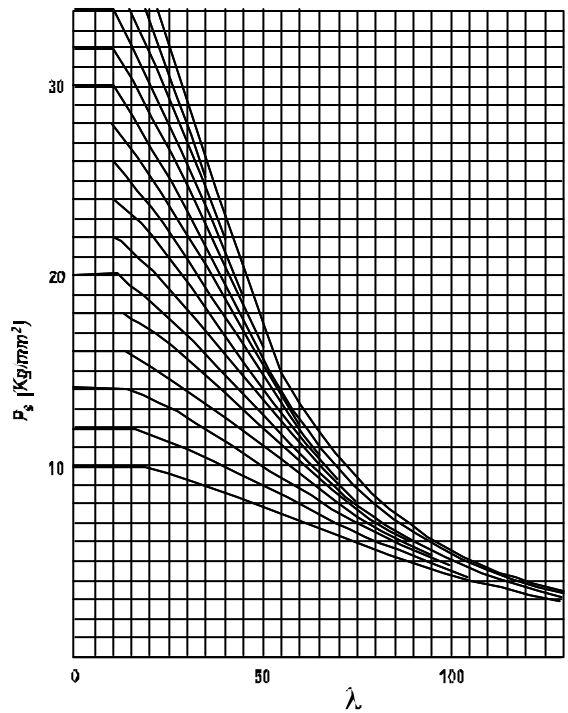
NOTA: Para encontrar p_s con $l > 130$ véase la figura F.7.1.1

Figura F.7.4.10 (a)
Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s



NOTA: Para encontrar p_s con $l > 130$ véase la figura F.7.1.1

Figura F.7.4.10 (b)
Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s



NOTA: Para encontrar p_s con $l > 130$ véase la figura F.7.1.1

Figura F.7.4.10 (c)
Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s

(c) Esfuerzo de pandeo - El esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee en la figura F.7.4.9 usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1 encontrado de acuerdo con lo siguiente:

- **para secciones no soldadas totalmente compactas**

$$p_1 = p_o \qquad \textbf{(F.7-41)}$$

- **para otras secciones incluyendo secciones híbridas**

$$p_1 = \frac{M_{RS}}{fS} \qquad \textbf{(F.7-42)}$$

donde

p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
M_{RS} = resistencia a momento de diseño de la sección
S = módulo plástico de la sección bruta
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Por lo general, M_{RS} debe determinarse de acuerdo con F.7.4.5.2 teniendo en cuenta pandeo local y ablandamiento en la zona afectada por el calor pero sin reducción por agujeros.

Para vigas de gran esbeltez $(l > 130)$ es necesario consultar la curva adimensional apropiada en el apéndice F.7.I para encontrar p_s.

(d) Parámetro de esbeltez - El parámetro de esbeltez de pandeo torsional lateral, l , necesario para la figura F.7.4.9, se puede obtener usando cualquiera de las siguientes expresiones F.7-43 a F.7-45.

Valor conservador:

$$l = l_y = \frac{l}{r_y} \qquad \textbf{(F.7-43)}$$

donde

l = longitud efectiva para pandeo torsional lateral
r_y = radio de giro del eje menor para la sección bruta

Para los siguientes casos, se debe usar el apéndice F.7.G para calcular la longitud efectiva de la viga (l):

- vigas en voladizo
- vigas sujetas a cargas desestabilizadoras, esto es, carga entre puntos de soporte lateral que efectivamente actúa en un punto de la sección sobre el lado a compresión del eje neutro
- vigas sujetas a cargas normales cuando la aleta a compresión no está lateralmente restringida, ambas aletas pueden rotar en el plano y la restricción torsional es suministrada únicamente por el soporte de la aleta de fondo en los apoyos.

Para todos los otros tipos de soporte, l, puede tomarse seguramente como la distancia entre puntos de soporte lateral. Alternativamente, se puede encontrar un valor más favorable para ciertas condiciones de restricción usando F.7.G.1.

Expresión general:

$$l = p\left(\frac{ES}{M_{cr}}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-44)}$$

donde

E = módulo de elasticidad
S = módulo plástico de la sección bruta
M_{cr} = momento uniforme elástico crítico (véase F.7.G.2)

Miembros con sección en I o en canal cubiertos en la tabla F.7.4.7: El parámetro λ puede tomarse como se indica enseguida pero no debe exceder el valor dado por la ecuación F.7-43:

$$\lambda = \frac{X \lambda_y}{\left[1 + Y\left(\lambda_y / (D/t_2)\right)^2\right]^{1/4}} \qquad \textbf{(F.7-45)}$$

donde

D = altura total de la sección
t_2 = espesor de la aleta
X y Y = coeficientes tomados de la tabla F.7.4.7 (pueden ser tomados conservadoramente como $X=1.0, Y=0.05$)

Cuando el refuerzo de la aleta de una viga en I o un miembro en canal no es de la forma precisa mostrada en la tabla F.7.4.7 (pestañas simples), se permite inclusive obtener λ usando la expresión F.7-45. Si ésto se hace, X y Y deben tomarse como para una pestaña simple equivalente que tiene la misma altura interna C, en tanto que λ_y se calcula para la sección con el refuerzo real.

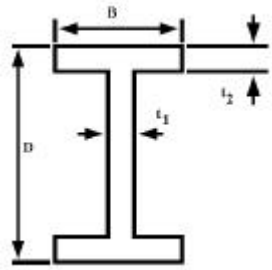
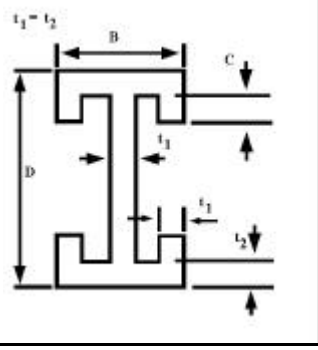
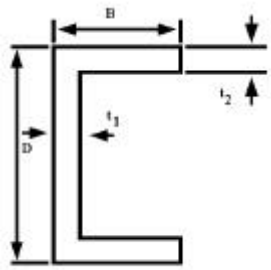
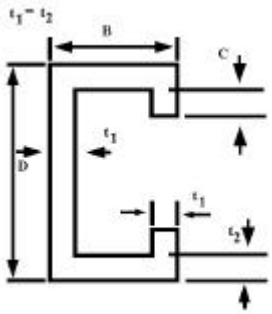
(e) Restricciones laterales efectivas - Los sistemas de arriostramiento para proveer restricción lateral se deben diseñar suponiendo que la fuerza lateral total ejercida por una aleta a compresión, bajo carga mayorada, distribuida entre los puntos de restricción en cualquier vano, es el 3% de la compresión en esa aleta.

Cuando una serie de dos o más vigas paralelas requiere restricción lateral, no es adecuado simplemente amarrar las aletas a compresión juntas de modo que resulten mutuamente dependientes. La restricción es adecuada únicamente si se anclan los amarres a un soporte robusto independiente o si se provee un sistema de arriostramiento triangulado. Si el número de vigas paralelas es mayor de 3, es suficiente diseñar el sistema de restricción para resistir la suma de las fuerzas laterales derivadas de las tres mayores fuerzas compresivas únicamente.

(f) Vigas que contienen soldaduras localizadas - El valor de M_{RS} en el literal (c) de F.7.4.5.6 para una viga sujeta a ablandamiento en la zona afectada por el calor, debe generalmente referirse a la sección más desfavorable en el vano considerado aunque tal ablandamiento ocurra únicamente localmente a lo largo de la longitud.

Sin embargo, cuando el ablandamiento en la zona afectada por el calor ocurre en los extremos del vano únicamente, su presencia se puede ignorar para considerar el pandeo torsional lateral siempre y cuando tal ablandamiento no exceda una distancia a lo largo del miembro, en cada extremo del vano, mayor que el ancho de la sección.

Tabla F.7.4.7
Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.90 - 0.03\frac{D}{B} + 0.04\frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.05 + 0.010\left(\frac{D}{B}\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right)^{1/2}$
	$X = 0.94 - \left(\frac{D}{B}\left(0.03 - 0.07\frac{C}{B}\right) - 0.3\frac{C}{B}\right)$ $Y = 0.05 - 0.06\frac{C}{D}$
	$X = 0.95 - 0.03\frac{D}{B} + 0.06\frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.07 + 0.014\left(\frac{D}{B}\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right)^{1/2}$
	$X = 1.01 - \left(\frac{D}{B}\left(0.03 - 0.06\frac{C}{B}\right) - 0.3\frac{C}{B}\right)$ $Y = 0.07 - 0.10\frac{C}{D}$

Nota Las expresiones para **X** y **Y** son válidas para $1.5 \le D/B \le 4.5$, $1 \le t_2/t_1 \le 2$, $0 \le C/B \le 0.5$.

F.7.4.6 - MIEMBROS A TENSION - La tensión **P** generada bajo carga mayorada en miembros axialmente cargados a tensión (tirantes) no debe exceder la resistencia de diseño a tensión P_{RS} de la sección.

Para miembros a tensión conectados excéntricamente en los extremos, es generalmente necesario referirse a F.7.4.8 para tener en cuenta la interacción entre la carga axial y los momentos introducidos. Sin embargo, en ciertos casos (véase F.7.4.6.2) se permite usar un procedimiento simplificado.

F.7.4.6.1 - Resistencia a tensión - La resistencia a tensión de diseño P_{RS} se debe tomar como el menor de los dos valores correspondientes a:

- fluencia general a lo largo del miembro
- falla local en una sección crítica

(a) Fluencia general - El valor de P_{RS} se basa en la sección transversal general del miembro a lo largo de su longitud, ignorando el efecto de las conexiones de los extremos, agujeros ocasionales o regiones afectadas por el calor localizadas, de la siguiente manera:

Para un miembro libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor o únicamente afectado en posiciones localizadas a lo largo de su longitud:

$$P_{RS} = f\ P_o A \qquad \textbf{(F.7-46)}$$

Para un miembro en el cual la sección contiene material afectado por el calor generalmente a lo largo de su longitud, como con soldaduras longitudinales:

$$P_{RS} = f\ P_o\ A_e \qquad \textbf{(F.7-47)}$$

donde

p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
A = área de la sección bruta
A_e = área de la sección efectiva
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

El valor de A_e se encuentra tomando un área reducida igual a k_z veces el área real para una zona ablandada, tomando k_z como se indica en F.7.4.4.2 y la extensión de la zona de acuerdo con F.7.4.4.3.

(b) Falla local - El valor de P_{RS} se basa en la sección más crítica como se indica enseguida:

Para una sección libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor:

$$P_{RS} = f\ P_a\ A_n \qquad \textbf{(F.7-48)}$$

Para una sección que contiene material afectado por el calor:

$$P_{RS} = f\ P_a\ A_{ne} \qquad \textbf{(F.7-49)}$$

donde

p_a = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
A_n = área de la sección neta, con reducción por agujeros
A_{ne} = área de la sección neta efectiva
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la F.7.3.1)

El valor de A_{ne} se encuentra en la misma forma que el de A_e (véase el literal (a) de F.7.4.6.1) pero con la apropiada reducción por agujeros, si es necesaria. La reducción por agujeros en las regiones afectadas por el calor puede hacerse con base en el espesor reducido $k_z\ t$.

(c) Agujeros escalonados - Cuando hay agujeros escalonados, se deben calcular valores alternos de A_n o A_{ne} usando las siguientes indicaciones y el valor menor será luego usado en el literal (b) de este mismo numeral.

- A_n o A_{ne} se toma como la sección transversal más desfavorable.
- Se considera una sección diagonal o en zig-zag encontrando A_n o A_{ne} como sigue:

$$A_n = A - H \qquad \text{o,} \qquad A_{ne} = A_e - H$$

donde

$$H = \sum A_h - \frac{\sum x^2 t}{4y} \qquad \textbf{(F.7-50)}$$

x, y	=	separación longitudinal y transversal , respectivamente, de los agujeros
t	=	espesor de la lámina o espesor efectivo de la lámina
$\sum A_h$	=	suma de las áreas de agujero en la sección diagonal o en zig-zag considerada

(d) Secciones híbridas - La capacidad a tensión de una sección híbrida que contiene materiales de diferente resistencia, se debe encontrar sumando las resistencias de las varias partes obtenidas en el literal (b) de este numeral.

F.7.4.6.2 - *Tirantes conectados excéntricamente* - Los tirantes conectados excéntricamente incluyen lo siguiente:

- ángulos conectados únicamente por una aleta
- canales conectados por el alma
- secciones T conectadas por la aleta

Los miembros a tensión de estos tres tipos con un sólo vano pueden diseñarse como cargados axialmente y la variación de esfuerzo en el lado o los lados salientes puede ignorarse, siempre y cuando al determinar el área A_n o A_{ne} requerida para la revisión local (véase el literal (b) de F.7.4.6.1), parte del área del lado saliente se sustraiga del área bruta, lo mismo que cualquier reducción por agujeros o por efectos de zona afectada por el calor. La cantidad de lado sobresaliente a ser restada se toma como se indica a continuación:

(1) componente único conectado por un lado a una cartela $\mathbf{0.6\ A_o}$

(2) componente doble simétricamente conectado a cada lado de una cartela $\mathbf{0.2\ A_o}$

donde A_o es el área efectiva del lado o lados salientes del elemento conectado, ignorando cualquier filete.

Cuando tales miembros son continuos sobre varios vanos, sólo hay que aplicar el tratamiento anterior a los extremos exteriores de los vanos extremos. En cualquier otro lugar, la resistencia local a tensión puede encontrarse de acuerdo con el literal (b) de F.7.4.6.1 sin ninguna reducción por aleta saliente.

La revisión a fluencia general debe ser hecha de acuerdo con el literal (a) de F.7.4.6.1.

F.7.4.7 - MIEMBROS A COMPRESION - Se necesitan generalmente tres verificaciones para miembros cargados axialmente a compresión (puntales):

(a) revisión como columna, esto es, revisión a flexión y pandeo (véanse F.7.4.7.2 y F.7.4.7.3) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)

(b) revisión por pandeo torsional (véanse F.7.4.7.2 y F.7.4.7.4) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)

(c) revisión por aplastamiento local (véase F.7.4.7.6) (se refiere a la sección transversal más débil a lo largo de la longitud)

La revisión (a) siempre debe hacerse, la (b) generalmente se requiere pero puede ser obviada en algunos casos. La (c) únicamente se necesita para miembros a compresión que tienen bajas relaciones de esbeltez y que están significativamente debilitados localmente por agujeros o soldadura.

Para tomar en cuenta la interacción entre carga axial y flexión es generalmente necesario referirse a F.7.4.8. Sin embargo, para puntales con conexiones excéntricas en los extremos, es permitido, en ciertos casos, usar un procedimiento simplificado (véase F.7.4.7.8) para tener en cuenta los momentos introducidos.

F.7.4.7.1 - *Clasificación de la sección para compresión axial* - Antes de hacer cualquiera de las tres revisiones mencionadas, es necesario clasificar la sección transversal como compacta o esbelta. La clasificación se basa en el menos favorable de los elementos componentes de acuerdo con F.7.4.3.3.

F.7.4.7.2 - *Resistencia al pandeo general* - Con las dos revisiones, (a) y (b), la fuerza axial P bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia axial de diseño P_R basada en pandeo general y dada por la siguiente expresión:

$$P_R = p_s A f \qquad \textbf{(F.7-51)}$$

donde

A = área bruta, sin reducción por ablandamiento en la zona afectada por el calor, pandeo local o agujeros

p_s = esfuerzo de pandeo en pandeo por flexión o torsional

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Para encontrar p_s para el pandeo como columna, se debe considerar la falla respecto a ambos ejes principales y se toma el menor valor.

Para un miembro a compresión de gran esbeltez (l>130), es necesario consultar el apéndice F.7.I para encontrar p_s.

F.7.4.7.3 - *Pandeo como columna*

(a) Esfuerzo de pandeo - El valor de p_s para pandeo como columna debe leerse de la curva apropiada en la figura F.7.4.10, seleccionada de acuerdo con F.7.4.7.5.

(b) Parámetro de esbeltez - El parámetro de esbeltez l para pandeo como columna necesitado para la figura F.7.4.10, se define como sigue:

$$l = l / r \qquad \textbf{(F.7-52)}$$

donde

l = longitud efectiva

r = radio de giro

ambos apropiados para la dirección de pandeo en consideración.

Tabla F.7.4.8
Coeficiente de longitud efectiva K para miembros a compresión

Condiciones en los extremos	K
1. Traslación y rotación impedidas en ambos extremos	0.7
2. Traslación impedida en ambos extremos y rotación impedida en uno solo	0.85
3. Traslación impedida y rotación libre en ambos extremos	1.0
4. Traslación impedida en un extremo y rotación impedida en ambos	1.25
5. Traslación y rotación impedidas en un extremo y rotación parcialmente restringida y libertad de traslación en el otro	1.5
6. Traslación y rotación impedidas en un extremo y traslación y rotación libres en el otro	2.0

La longitud efectiva, l, debe tomarse como KL, donde L es la longitud entre puntos de soporte lateral; o para un puntal en voladizo, como su longitud. El valor de K, coeficiente de longitud efectiva para miembros a compresión, debe determinarse a partir del conocimiento de las condiciones en los extremos; la tabla F.7.4.8 sirve de guía.

El valor de r debe basarse en la sección bruta para todos los miembros.

Cuando la sección transversal está total o substancialmente afectada por ablandamiento en la zona afectada por el calor en un extremo restringido al giro de un miembro, tal restricción debe ignorarse para encontrar el valor adecuado de K. Así, para el caso 1 en la tabla F.7.4.8, K debería tomarse como 1.0 si la sección está completamente ablandada en cada extremo.

F.7.4.7.4 - *Pandeo torsional*

(a) Excepciones - La posibilidad de pandeo torsional puede ignorarse para los siguientes casos:

- secciones huecas cerradas
- secciones I doblemente simétricas
- secciones enteramente compuestas de salientes radiantes, esto es, ángulos, secciones T, cruciformes, que se clasifiquen como compactas de acuerdo con F.7.4.3.3.

(b) Parámetro de esbeltez - El parámetro l de esbeltez para pandeo torsional puede obtenerse usando las expresiones F.7-53 o F.7-54 dadas enseguida, o siguiendo el apéndice F.7.H. Debe siempre basarse en el área bruta de la sección.

Fórmula general

$$l = p\left(\frac{EA}{P_{cr}}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-53)}$$

donde

A = área de la sección bruta, sin reducción por pandeo local, ablandamiento en la zona afectada por el calor o agujeros

E = módulo de elasticidad

P_{cr} = carga crítica elástica para pandeo torsional, teniendo en cuenta la interacción con el pandeo como columna cuando sea necesario

Secciones como las dadas en la tabla F.7.4.9

$$l = k\, l_t \qquad \textbf{(F.7-54)}$$

donde

k = se lee en la figura F.7.4.11

l_t = se encuentra de acuerdo con:

- **para ángulos, secciones T, cruciformes**

$$l_t = l_o \qquad \textbf{(F.7-55)}$$

- **para canales, sombreros**

$$l_t = \frac{l_o}{\left[1 + \left(Y l_o^2 / l_x^2\right)\right]^{1/2}} \qquad \textbf{(F.7-56)}$$

La tabla F.7.4.9 contiene expresiones para l_o y Y; y también para s y X (necesarios para la figura F.7.4.11).

En F.7-56, la cantidad l_x debe tomarse como la esbeltez efectiva para pandeo como columna alrededor del eje xx (como se define en la tabla F.7.4.9).

Tabla F.7.4-9
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

1		$r \le 5$	$l_0 = l_1 = 5B/t - 0.6r^{1.5}(B/t)^{1/2}$

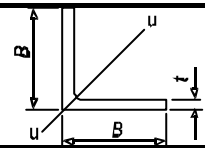
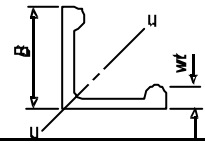
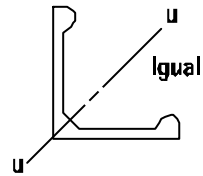
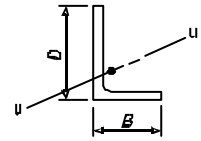
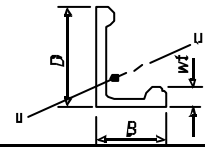
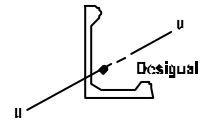
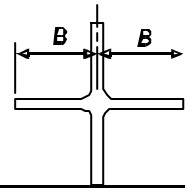
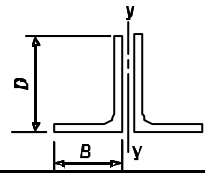
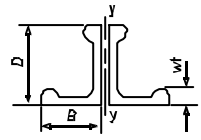
			$s = l_u / l_0$ $X = 0.6$
2		$r \leq 5$ $1 \leq w \leq 2.5$	$l_0 = l_1 - (w - 1)\left\{2(w - 1)^2 - 1.5r\right\}$ $s = l_u / l_0$ $X = 0.6$
3	 NOTA 1		$l_0 = 66$ $s = l_u / l_0$ $X = 0.6$
4		$r \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 1.0$	$l_0 = (D/t)\left\{4.2 + 0.5(B/D)^2\right\} - 0.6r^{1.5}(D/t)^{1/2}$ $s = s_4 = \left\{1 + 6(1 - B/D)^2\right\}(l_u / l_0)$ $X = X_4 = 0.6 - 0.4(1 - B/D)^2$
5		$r \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 1.0$ $1 \leq w \leq 2.5$	$l_0 = l_4 + 1.5r(w - 1) - 2(w - 1)^3$ $s = s_4$ $X = X_4$
6	 NOTA 1		$l_0 = 57$ $s = 1.4(l_u / l_0)$ $X = 0.60$
7		$r \leq 3.5$	$l_0 = 5.1B/t - r^{1.5}(B/t)^{1/2}$ $X = 1$
8		$r \leq 5$ $0.5 \leq D/B \leq 2.0$	$l_0 = l_8 = (B/t)\left\{4.4 + 1.1(D/B)^2\right\} - 0.7r^{1.5}(B/t)^{1/2}$ $s = l_y / l_0$ $X = X_8 = 1.1 - 0.3D/B$
9	 NOTA 1	$r \leq 5$ $0.5 \leq D/B \leq 2.0$ $1 \leq w \leq 2.5$	$l_0 = l_8 + 1.5r(w - 1) - 2(w - 1)^3$ $s = l_y / l_0$ $X = X_8$

Tabla F.7.4.9 (continuación)
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

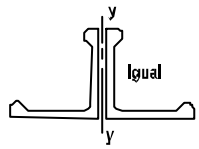
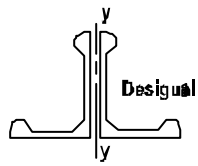
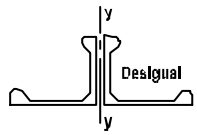
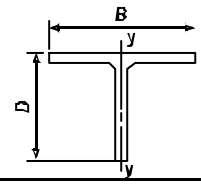
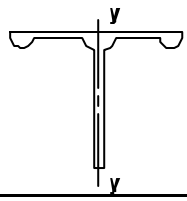
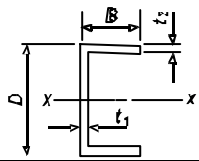
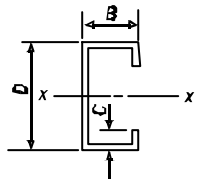
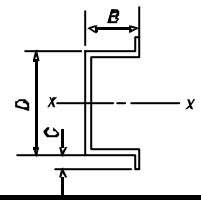
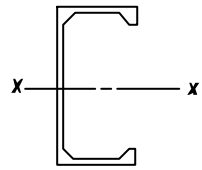
10	 NOTA 1		$l_0 = 70$ $s = (l_y / l_0)$ $X = 0.83$
11	 NOTA 1		$l_0 = 60$ $s = (l_y / l_0)$ $X = 0.76$
12	 NOTA 1		$l_0 = 63$ $s = (l_y / l_0)$ $X = 0.89$
13		$0.5 \leq D/B \leq 2.0$ $r \leq 3.5$	$l_0 = (D/t)\{1.4 + 1.5(B/D) + 1.1(D/B)\} - r^{1.5}(D/t)^{1/2}$ $s = (l_y / l_0)$ $X = 1.3 - 0.8D/B + 0.2(D/B)^2$
14			$l_0 = 65$ $s = (l_y / l_0)$ $X = 0.78$
15		$1 \leq D/B \leq 3$ $1 \leq t_2/t_1 \leq 2$	$l_0 = (B/t_2)\{7 + 1.5(D/B)(t_2/t_1)\}$ $s = l_x / l_t$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.14 - 0.02D/B - 0.02t_2/t_1$
16		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0.4$	$l_0 = (B/t)\{7 + 1.5(D/B) + 5(C/B)\}$ $s = l_x / l_t$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2 - 0.25C/B$ $Y = 0.12 - 0.02D/B + \{0.6(C/B)^2 / (D/B - 0.5)\}$
17		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0.4$	$l_0 = (B/t)\{7 + 1.5(D/B) + 5(C/B)\}$ $s = l_x / l_t$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.12 - 0.02D/B + \{0.05(C/B) / (D/B - 0.5)\}$

Tabla F.7.4.9 (continuación)
Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión

18	 NOTA 1		$l_0 = 126$ $s = l_x / l_t$ $X = 0.59$ $Y = 0.104$

NOTA 1: Formas de sección reforzada que cumplan con normas como el BS 1161.

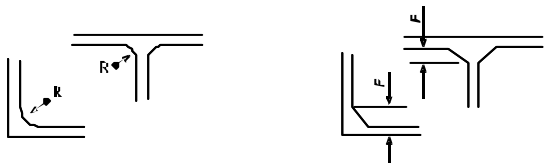
NOTA 2: Las secciones son de espesor uniforme t, excepto los casos 14 y 15.

NOTA 3: l_u, l y l_y son los parámetros de esbeltez (l/r) para pandeo por flexión respecto a los ejes u, x o y

NOTA 4: r es un coeficiente que depende de la cantidad de material del filete en la raíz de la sección como se indica a continuación:

Filetes radiados $r = R/t$

Filetes a 45° $r = 1.6F/t$



NOTA 5: Los valores dados para l_0, X y Y son válidos únicamente dentro de los límites mostrados. En el caso de ángulos espalda contra espalda (casos 8 a 12), las expresiones dejan de ser aplicables si la separación entre los ángulos excede $2t$.

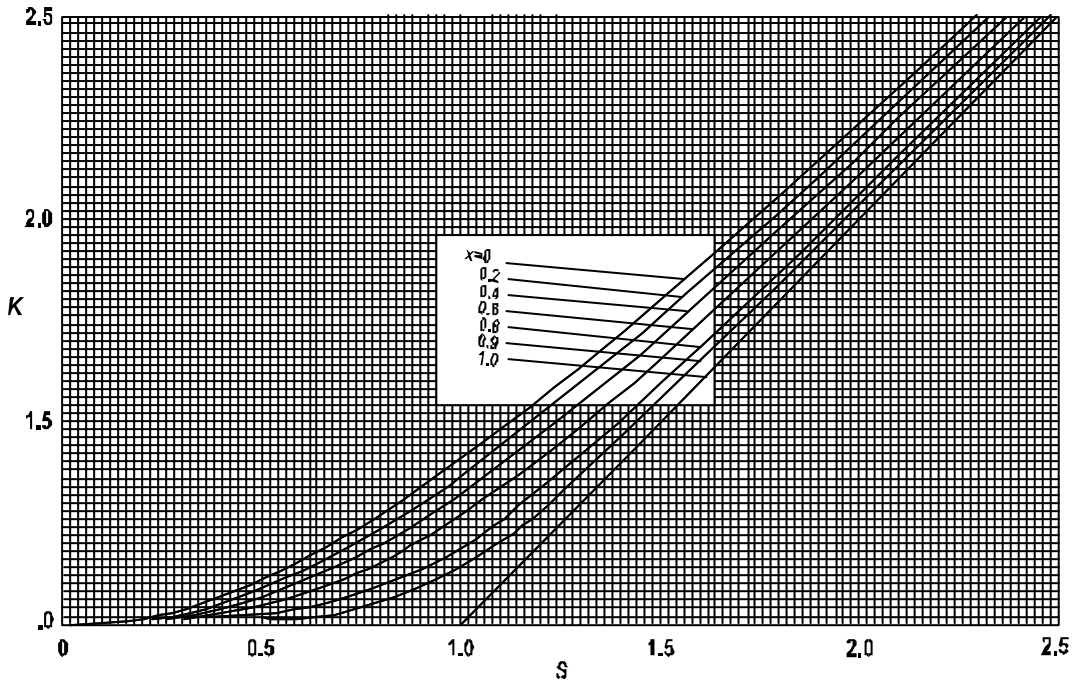
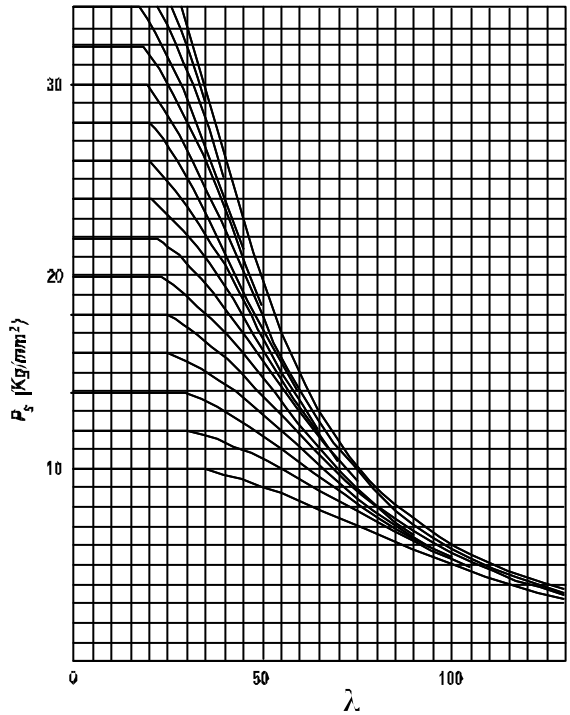


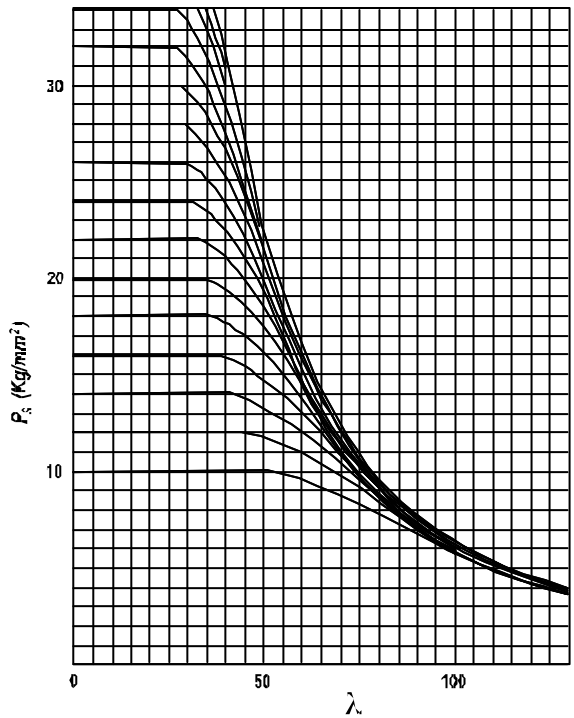
Figura F.7.4.11
Pandeo torsional de miembros a compresión, coeficiente de interacción k



(a)

NOTA: Para encontrar $\mathbf{p_s}$ con $\mathbf{l>130}$ véase la figura F.7.1.1

Figura F.7.4.12
Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s



NOTA: Para encontrar $\mathbf{p_s}$ con $\mathbf{l>130}$ véase la figura F.7.1.1

Figura F.7.4.12 (b)
Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s

(c) Esfuerzo de pandeo - El valor de p_s para pandeo torsional debe leerse en la curva apropiada de la figura F.7.4.12, seleccionada de acuerdo con F.7.4.7.5.

F.7.4.7.5 - Selección de la curva de miembros a compresión - El esfuerzo de pandeo general p_s se debe leer de la curva de miembros a compresión apropiada de la figura F.7.4.10 (para pandeo como columna) o de la figura F.7.4.12 (para pandeo torsional). La selección del diagrama debe estar de acuerdo con la tabla F.7.4.10. En cualquier diagrama dado, la curva apropiada es la que encuentra el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_l.

Tabla F.7.4.10
Selección de la curva para miembros a compresión

Tipo de pandeo	Miembro no soldado	Miembro soldado
Pandeo de columna:		
sección simétrica o ligeramente asimétrica	figura F.7.4.10(a)	figura F.7.4.10(b)
sección severamente asimétrica	figura F.7.4.10(b)	figura F.7.4.10(c)
Pandeo torsional:		
generalmente	figura F.7.4.12(a)	
sección compuesta por aletas salientes (véase F.7.4.7.5 (b))	figura F.7.4.12(b)	

NOTA 1. Un miembro a compresión debe ser generalmente considerado como soldado, en esta tabla, si contiene soldaduras en una longitud mayor que la mayor dimensión de la sección. Esto se hace haya o no zona afectada por el calor.
NOTA 2. Una sección ligeramente asimétrica es aquella para la cual y_1 / y_2 es menor o igual a 1.5; y_1 y y_2 son las distancias desde el eje de pandeo a las fibras extremas más lejana y más cercana, respectivamente. En otro caso, la sección se debe tratar como severamente asimétrica.

El valor de p_l debe generalmente determinarse como se indica a continuación (para secciones compuestas por aletas salientes consulte el literal (b) de este numeral).

- sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor
  $p_l = p_o$ **(F.7-57)**

- otras secciones, generalmente
  $p_l = (A_e/A)\, p_o$ **(F.7-58)**

donde

A = área bruta de la sección
A_e = área de la sección efectiva (véase el literal (a) de este numeral)
p_o = esfuerzo límite para el material (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

La selección de la curva sobre esta base es válida siempre que el miembro cumpla las tolerancias de rectitud y torcedura establecidas para del material extruído. Cuando exista la posibilidad de que un miembro a compresión fabricado no cumpla estas tolerancias, p_l debe tomarse como s veces el valor dado por F.7-57 o F.7-58, donde:

$$s = 0.6 + 0.5^{(-0.02\,l)} \leq 1.0 \qquad \textbf{(F.7-59)}$$

(a) Sección efectiva - La sección efectiva se aplica a las siguientes secciones de miembros a compresión:

- clasificadas como esbeltas
- afectadas por ablandamiento en la zona afectada por el calor
- las dos anteriores

La sección efectiva puede obtenerse tomando el espesor reducido, sin reducción por agujeros, como se enuncia a continuación. Puede basarse en la sección transversal menos favorable (para miembros soldados, véase el literal (c) de este mismo numeral).

(1) Sección esbelta libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor. El espesor de cualquier elemento se toma como k_L veces su espesor real t, donde k_L se encuentra como indica en F.7.4.3.4. En el caso de elementos reforzados, k_L debe aplicarse al área del refuerzo tanto como al espesor básico de la lámina.

(2) Sección compacta con ablandamiento en la zona afectada por el calor. El espesor de cualquier zona ablandada debe reducirse de manera que se le de un área supuesta de k_z veces su área real. La extensión de tal zona debe encontrarse como se indica en F.7.4.4.3 y el valor de k_z, como en F.7.4.4.2.

(3) Sección esbelta con ablandamiento en la zona afectada por el calor. Para elementos esbeltos libres de efectos de zona afectada por el calor, el espesor reducido se determina de acuerdo con (1). Para regiones afectadas por el calor no localizadas, en elementos esbeltos, se toma de acuerdo con (2). Si un elemento es esbelto y está afectado por ablandamiento en la zona afectada por el calor, el espesor reducido se toma como el valor menor entre $k_L t$ y $k_z t$ en la parte ablandada y como $k_L t$ en las demás zonas de él.

Las secciones compuestas por aletas salientes se tratan especialmente (en el literal siguiente).

(b) Secciones compuestas por aletas salientes - Para secciones tales como ángulos, secciones T y cruciformes, compuestas enteramente por elementos salientes radiantes, los pandeos local y torsional están estrechamente relacionados. Para tales miembros a compresión, el procedimiento a seguir será:

- **Sección que contiene sólo aletas salientes no reforzadas**

  (1) Para considerar el pandeo torsional, se puede usar la figura F.7.4.12 (b) para encontrar p_s, en lugar de la figura F.7.4.12 (a). (El diagrama apropiado para pandeo como columna permanece inalterado).

  (2) Para determinar p_l, que se necesita para seleccionar la curva apropiada en las figuras F.7.4.10 y F.7.4.12, el área A_e debe basarse en la sección efectiva en la cual la reducción normal se hace por zonas afectadas por ablandamiento causado por el calor pero no hay reducción por pandeo local, esto es, tomar $k_L=1$. De este modo, por una sección libre de efectos en la zona afectada por el calor: $p_l=p_o$.

- **Sección que contiene aletas salientes con refuerzo en la punta -** Si los elementos salientes en forma de aletas reforzadas son tales que el modo 1 sería crítico en términos de pandeo local (véase el literal (b) de F.7.4.3.2), se sigue el mismo procedimiento descrito para la sección solo aletas salientes no reforzadas. Pero si el modo 2 es el crítico, se debe emplear la figura F.7.4.12 (a) y la sección efectiva se determina como en el literal (a) de este numeral.

(c) Miembros a compresión que contienen soldaduras localizadas - La selección de la curva de miembros a compresión para un miembro afectado por ablandamiento en la zona afectada por el calor debe, por lo general, basarse en un valor de p_l obtenido para la sección más desfavorable, aún cuando tal ablandamiento ocurra sólo localmente a lo largo de la longitud. Esto incluye los efectos de zona afectada por el calor debidos a la soldadura de accesorios temporales.

Sin embargo, cuando tal ablandamiento causado por el calor tiene una cierta localización específica a lo largo de la longitud, su presencia puede ser ignorada para considerar el pandeo general siempre y cuando dicho ablandamiento no se extienda longitudinalmente una distancia mayor que el menor ancho total del miembro. La localización del ablandamiento causado por el calor, para permitir ésto, es la posición de curvatura cero o cercana a cero en la forma pandeada del miembro a compresión. Así, para un miembro a compresión restringido al desplazamiento pero no al giro en sus extremos (véase tabla F.7.4.8, caso 3) se puede suponer que la resistencia a pandeo general no se ve afectada por la presencia de zonas de ablandamiento localizadas, si están localizadas en sus extremos. (En tal caso, sería importante hacer la revisión por aplastamiento local).

F.7.4.7.6 - Aplastamiento local - La fuerza axial P bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño P_{RS} de la sección más desfavorable a lo largo de la longitud del miembro a compresión y determinada así:

(a) sección compacta libre de efectos de zona afectada por el calor

$$P_{RS}=p_a A_n f \qquad \textbf{(F.7-60)}$$

(b) otras secciones, generalmente

$$P_{RS} = p_a A_{ne} \; f \qquad \textbf{(F.7-61)}$$

donde

p_a = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
A_n = área de la sección neta, con reducción por agujeros no rellenos
A_{ne} = área de la sección neta efectiva
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

El área A_{ne} debe tomarse como A_e menos una reducción por agujeros no rellenados, donde A_e es el área efectiva usada para considerar el pandeo general (como columna y torsional), véanse los literales (a) y (b) de F.7.4.7.5. Para agujeros localizados en regiones de espesor reducido, la reducción puede hacerse con base en el espesor reducido en lugar del espesor total.

F.7.4.7.7 - Secciones híbridas - En miembros a compresión que contienen materiales base de diferentes resistencias, cada elemento debe ser clasificado de acuerdo con su valor particular de p_o.

La resistencia p_R a pandeo general como columna o torsional se puede determinar suponiendo un valor uniforme de p_o igual al promedio ponderado de los valores de p_o para las diferentes partes (ponderado de acuerdo con las áreas brutas).

La resistencia al aplastamiento local, P_{RS}, puede encontrarse sumando la resistencia de las diferentes partes.

F.7.4.7.8 - Ciertas clases de miembros a compresión excéntricamente conectados

(a) Miembros a compresión de un solo vano - Los siguientes tipos de miembros a compresión excéntricamente conectados pueden ser tratados usando un método simple en lugar del procedimiento de interacción dado en F.7.4.8, siempre y cuando la fijación sea suficiente para prevenir la rotación en el plano del elemento conectado y si no se aplica deliberadamente flexión:

- ángulo simple conectado por un lado únicamente
- ángulos espalda con espalda conectados por un lado de una cartela
- canal simple conectado por su alma únicamente
- T simple conectada por su aleta únicamente

Para éstos se permite, para la revisión por pandeo como columna fuera del plano del elemento o elementos unidos, ignorar la excentricidad de la carga y, en su lugar, tomar una resistencia a compresión axial reducida igual al 40% del valor que se obtendría para carga centroidal usando el radio de giro respecto al eje paralelo a la platina de conexión. La resistencia a pandeo torsional se supone que no se afecta por la excentricidad.

(b) Miembros a compresión conformados por dos componentes espalda con espalda - Tales miembros a compresión de doble ángulo, canal o T conectados a cada lado de platinas de conexión en los extremos, se pueden diseñar como miembros monolíticos centroidalmente cargados siempre que lo siguiente ocurra:

- los dos componentes estén seguramente conectados en sus extremos, y
- estén también conectados en los puntos tercios usando espaciadores de igual espesor que la platina de conexión.

F.7.4.7.9 - Miembros a compresión con presillas - Las reglas generales para miembros a compresión dadas en F.7.4.7.2 a F.7.4.7.6 no se aplican generalmente a miembros con presillas, éstos deben someterse a un estudio especial. No obstante, si un miembro a compresión con presillas cumple con ciertas condiciones, se permite tratarlo como monolítico y obtener su resistencia en la forma normal.

Para ser tratado como un miembro monolítico, un miembro a compresión con presillas debe satisfacer lo siguiente:

(a) Debe estar cargado axialmente

(b) Debe consistir de dos componentes principales unidos por presillas igualmente espaciadas. La sección transversal debe ser simétrica respecto a un eje normal a las presillas.

(c) Las presillas deben ir generalmente en pares. Sin embargo, si los componentes principales son secciones T o ángulos punta a punta, se permiten presillas simples.

(d) $l_2 \leq 0.8\, l_1$ **(F.7-62)**

donde

l_1 , l_2 = parámetros de esbeltez para pandeo como columna del miembro completo respecto a los ejes paralelo y normal a las presillas respectivamente

(e) $l_3 \leq 0.7\, l_2$ **(F.7-63)**

donde

l_3 = parámetro de esbeltez para pandeo de uno de los componentes principales entre presillas, basado en el pandeo como columna o torsional, el que sea más crítico.

(f) El sistema de presillas debe diseñarse para resistir una fuerza cortante total **V** en el plano de las presillas, tomada como el 2.5% de la fuerza axial en el miembro completo bajo carga mayorada.

(g) La conexión de cada presilla a cada componente principal debe diseñarse para transmitir las siguientes acciones simultáneas bajo carga mayorada:

- un cortante longitudinal de **Vd/Na**
- un momento de **Vd/2N** actuando en el plano de las presillas

donde
d = espaciamiento longitudinal entre centros de presillas
a = espaciamiento de los componentes principales medido hasta los centroides de las conexiones de cada presilla
N = número de presillas en cada posición (1 ó 2)

Para diseñar las presillas es importante considerar los posibles efectos de debilitamiento por pandeo local y ablandamiento en la zona afectada por el calor (si es soldado).

F.7.4.8 - FLEXION CON FUERZA AXIAL Y FLEXION BIAXIAL

F.7.4.8.1 - Generalidades - Este numeral da las fórmulas de interacción para revisar miembros sujetos a los siguientes casos de acción efecto combinados:

(a) **caso A,** flexión respecto al eje mayor con fuerza axial **($M_x + P$)**

(b) **caso B,** flexión respecto al eje menor con fuerza axial **($M_y + P$)**

(c) **caso C,** flexión biaxial **($M_x + M_y$)**

(d) **caso D,** flexión biaxial con fuerza axial **($M_x + M_y + P$)**

donde
P = fuerza axial bajo carga mayorada
M_x, M_y = momentos uniaxiales respecto de los ejes mayor y menor respectivamente, bajo carga mayorada

En general, se necesitan dos revisiones:

(a) revisión de la sección (véase F.7.4.8.3)

(b) revisión por pandeo general (véase F.7.4.8.4)

La revisión de la sección siempre es necesaria. La revisión por pandeo general puede ser obviada en las siguientes circunstancias:

(1) en el caso A, cuando $\mathbf{P}$ es de tensión y también el miembro está exento de pandeo torsional lateral (véase F.7.4.5.6)

(2) en el caso B, cuando $\mathbf{P}$ es de tensión

En la revisión de la sección, los valores tomados para $\mathbf{P_{RS}}$, $\mathbf{M_{RSx}}$ y $\mathbf{M_{RSy}}$ deben tener en cuenta la presencia de agujeros y de ablandamiento en la zona afectada por el calor, donde

$\mathbf{P_{RS}}$ = resistencia axial de diseño de la sección transversal, véase F.7.4.6.1 (tensión) o F.7.4.7.6 (compresión)

$\mathbf{M_{RSx}}$, $\mathbf{M_{RSy}}$ = resistencias de diseño a momento uniaxial de la sección transversal (véase F.7.4.5.2), ajustadas para tener en cuenta cortante coincidente si es necesario (véase F.7.4.5.4), respecto al eje mayor y menor, respectivamente.

Para hacer la revisión por pandeo general, los valores de $\mathbf{M_{RSx}}$ y $\mathbf{M_{RSy}}$ deben, por lo general, referirse a la sección más desfavorable en el vano considerado, tomando en cuenta el pandeo local y el ablandamiento de la zona afectada por el calor pero ignorando los agujeros. El ablandamiento en la zona afectada por el calor puede ignorarse cuando ocurre en los extremos de la luz, esto quiere decir, no voladizo, vano.

Para secciones exentas de pandeo torsional lateral (véase F.7.4.5.6), $\mathbf{M_{Rx}}$ debe tomarse igual a $\mathbf{M_{RSx}}$, donde

$\mathbf{M_{Rx}}$ resistencia de diseño a momento para pandeo torsional lateral (véase el literal (a) de F.7.4.5.6)

F.7.4.8.2 - Clasificación de la sección y pandeo local bajo acciones combinadas

(a) Clasificación de la sección - La sección debe ser clasificada generalmente de acuerdo con F.7.4.3.3 como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta.

Para ésto, el valor de $\mathbf{b}$ para un elemento dado debe basarse en el valor de $\mathbf{g}$ (véase la figura F.7.4.2) correspondiente al patrón de esfuerzos producido en ese elemento cuando todas las acciones ($\mathbf{P, M_x , M_y}$) se aplican simultáneamente. Las cantidades $\mathbf{y_o}$ y $\mathbf{y_c}$, necesarias para la figura F.7.4.2, deben encontrarse usando el eje neutro elástico de la sección bruta bajo las acciones combinadas, sin embargo, para revisar si una sección es totalmente compacta, se permite usar el eje neutro plástico. Se debe tener en cuenta que es posible que el eje neutro elástico quede por fuera de la sección en cuyo caso, $\mathbf{y_o}$ y $\mathbf{y_c}$ tendrían el mismo signo. El método dado en el literal (d) de F.7.4.3.3 para determinar una clasificación más favorable para elementos de aleta subesforzados es aún válido siempre y cuando $\mathbf{y_o}$ y $\mathbf{y_c}$ nuevamente se relacionen con el patrón de esfuerzos bajo las acciones combinadas.

Cualquier sección que resulte totalmente compacta o semi-compacta por el anterior procedimiento, se considera compacta en la obtención de su resistencia axial, no se hace reducción por pandeo local.

(b) Sección efectiva - Para un miembro clasificado como esbelto, cada resistencia individual debe encontrarse usando una sección efectiva que se relacione específicamente con la acción considerada ($\mathbf{P, M_x}$ o $\mathbf{M_y}$), generalmente es diferente para las diferentes acciones. Por lo tanto, cuando se obtiene la resistencia axial, el coeficiente $\mathbf{k_L}$ (véase la figura F.7.4.5) para cada elemento se basa en un valor $\mathbf{b}$ para ese elemento correspondiente a un esfuerzo uniforme $\mathbf{(g=1)}$. Mientras que para hallar la resistencia a momento, se toma un valor $\mathbf{b}$ que se relaciona con el patrón de esfuerzo en el elemento cuando la sección está bajo flexión pura.

F.7.4.8.3 - Revisión de la sección

(a) Fórmula general (caso D) - La sección transversal es adecuada si lo siguiente se satisface en cualquier posición a lo largo de la longitud, todas las seis cantidades se toman como positivas:

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{M_{RSx}} + \frac{M_y}{M_{RSy}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-64)}$$

(b) Otros casos - Para los casos A, B o C (véase F.7.4.8.1) se debe usar la fórmula F.7-64, con la cantidad apropiada del numerador igualada a cero.

F.7.4.8.4 - Revisión por pandeo general - Para miembros sujetos a tensión axial combinada con flexión, la presencia de la fuerza axial debe ser ignorada en la revisión para pandeo general. Para miembros sujetos a compresión axial con flexión, o a flexión biaxial, las fórmulas de interacción apropiadas (véanse los literales (a) a (d) de este numeral) deben ser satisfechas en cualquier longitud no soportada susceptible de pandeo.

Todas las cantidades en las fórmulas de interacción se deben tomar positivas.

(a) Caso A (flexión respecto al eje mayor con compresión axial) - Para el caso A, ambas condiciones, siguientes deben cumplirse:

- **prevención del pandeo respecto al eje mayor:**

$$\frac{P}{P_{Rx}} + \frac{\overline{M}_x}{M_{RSx}} + \frac{P\overline{M}_x}{2P_{Rx}M_{RSx}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-65)}$$

- **prevención del pandeo respecto al eje menor:**

$$\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\overline{M}_x}{M_{Rx}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-66)}$$

donde

$\overline{M}_x$ = momento uniforme equivalente respecto al eje mayor, obtenido en el literal (b) de F.7.4.5.6

P_{Rx}, P_{Ry} = resistencias axiales de diseños a pandeo como columna general, alrededor de los ejes mayor y menor respectivamente (véanse F.7.4.7.2 y F.7.4.7.3)

(b) Caso B (flexión respecto al eje menor con compresión axial) - Para el caso B, se debe satisfacer la siguiente única condición (prevención del pandeo respecto al eje menor):

$$\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RSy}} + \frac{P\overline{M}_y}{2P_{Ry}M_{RSy}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-67)}$$

donde

M_y = momento uniforme equivalente respecto al menor eje obtenido como en el literal (b) de F.7.4.5.6

(c) Caso C (flexión biaxial) - Para el caso C se debe satisfacer la siguiente única condición (prevención del pandeo respecto al eje menor):

$$\frac{\overline{M}_x}{M_{Rx}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RSy}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-68)}$$

(d) Caso D (flexión biaxial con fuerza axial) - Para el caso D se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{\overline{M}_x}{M_{RPx}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RPy}} \text{ £ } 1.0 \qquad \textbf{(F.7-69)}$$

donde

M_{RPx} = valor de $\overline{M}_x$ que sería aceptable en combinación con P pero en ausencia de flexión respecto al eje menor, como está dado en el **caso B** (valor menor)

M_{RPy} = valor similar de $\overline{M}_y$ en ausencia de flexión respecto al eje mayor, como está dado en el **caso C.**

F.7.4.9 - DEFORMACION (ESTADO LIMITE DE SERVICIO) - La deflexión elástica recuperable bajo carga nominal (no mayorada) no debe exceder el valor límite (véase F.7.3.4).

Si el estado límite último (resistencia estática) se ha satisfecho, usando F.7.4.2 a F.7.4.8, se puede suponer que la deformación inelástica permanente en servicio será despreciable. Generalmente no se requiere una revisión por separado para ésto.

F.7.4.9.1 - Deflexión elástica recuperable

(a) Secciones compactas - La deflexión elástica de estas secciones puede calcularse usando las propiedades de la sección bruta, ignorando los agujeros y los efectos de zona afectada por el calor. Para vigas ésto se aplica para secciones totalmente compactas y semi-compactas.

(b) Secciones esbeltas - Los cálculos de deflexión deben ser realizados generalmente usando las propiedades de la sección calculadas para una sección efectiva que tiene en cuenta el pandeo local pero ignora cualquier efecto de ablandamiento causado por el calor o de agujeros. La sección efectiva supuesta puede tomarse conservadoramente con base en el espesor reducido como está dado en el literal (c.1) de F.7.4.5.2 para flexión o en el literal (a.1) de F.7.4.7.5 para compresión axial, también puede adoptarse el siguiente procedimiento más favorable.

- Reclasificar un elemento esbelto usando un valor modificado de e en el literal (c) de F.7.4.3.3, obtenido tomando p_o igual a 2/3 del valor normal dado en las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2.
- Si la sección ya no resulta ser esbelta, se toman las propiedades de la sección bruta.
- Si después de la reclasificación, resulta aún esbelta, se supone una nueva sección efectiva basada en los valores de k_L encontrados usando el valor modificado de e de (a) en la figura F.7.4.5.

F.7.5 - LAMINAS Y VIGAS ENSAMBLADAS

F.7.5.1 - GENERALIDADES - Esta sección cubre la resistencia estática (estado límite último) de los siguientes componentes estructurales:

(a) láminas no rigidizadas (véase F.7.5.2 y la figura F.7.5.1)

(b) láminas multi-rigidizadas (véase F.7.5.3 y la figura F.7.5.2)

(c) vigas ensambladas (véase F.7.5.4 y la figura F.7.5.3)

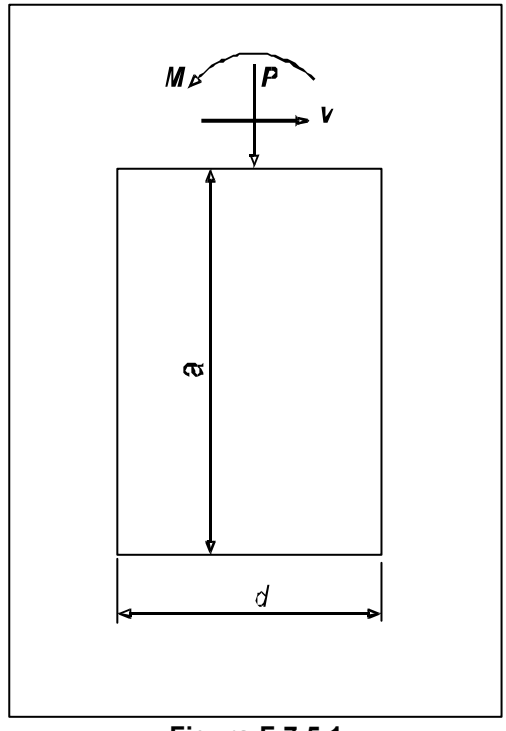


Figura F.7.5.1
Lámina no rigidizada

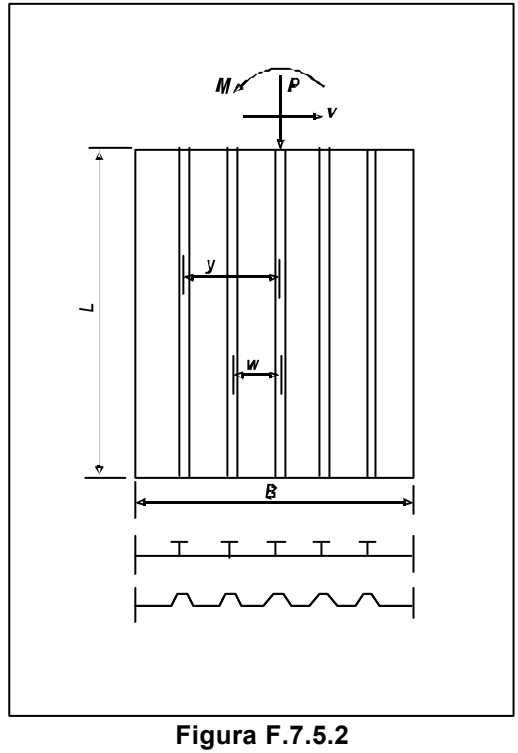


Figura F.7.5.2
Lámina multi-rigidizada

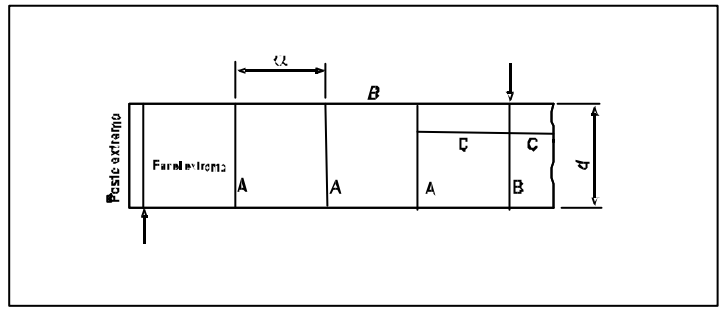


Figura F.7.5.3
Viga ensamblada

Para (a) y (c), la resistencia obtenida tiende a ser más favorable que la basada en las reglas más simples de F.7.4, especialmente si se consideran láminas o almas esbeltas de baja relación de (a/d). El numeral F.7.4 no cubre las láminas multi-rigidizadas.

F.7.5.2 - LAMINAS NO RIGIDIZADAS - Las láminas no rigidizadas sujetas a esfuerzo directo pueden diseñarse de acuerdo con F.7.5.2.1 a F.7.5.2.3, las sujetas a cortante, según F.7.5.2.4. Los efectos de interacción se discuten en F.7.5.2.5.

El espesor de la lámina se denominará t para todos los casos.

F.7.5.2.1 - Láminas no rigidizadas bajo esfuerzo directo - La resistencia de una lámina a compresión uniforme en su plano, P, actuando en la dirección mostrada en la figura F.7.5.1, se describe en los literales (a) a (c) de este numeral.

(a) Clasificación - La lámina se debe clasificar de acuerdo con lo siguiente:

$b \leq b_1$	totalmente compacta
$b_1 < b \leq b_o$	semi-compacta
$b > b_o$	esbelta

donde

$$b = d / t \qquad \textbf{(F.7-70)}$$

b_o y b_1 dadas en la tabla F.7.4.3

(b) Láminas totalmente compactas y semi-compactas - La resistencia axial de diseño P_{RS} a compresión uniforme debe basarse en la sección transversal menos favorable como se indica a continuación:

totalmente compacta $\quad P_{RS} = p_a A_{ne} f \qquad$ **(F.7-71)**

semi-compacta $\quad P_{RS} = p_o A_{ne} f \qquad$ **(F.7-72)**

donde

p_a y p_o = esfuerzos límite (véase las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

A_{ne} = área neta efectiva teniendo en cuenta los agujeros y tomando un espesor reducido $k_z t$ en cualquier región afectada por ablandamiento debido al calor (véanse F.7.4.4.2 y F.7.4.4.3)

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

(c) Láminas esbeltas - Se debe hacer una revisión por fluencia y otra por pandeo tomando los siguientes valores para la resistencia axial de diseño P_{RS}.

- **Revisión por fluencia**. Para una lámina semi-compacta, P_{RS} se obtiene como en el literal (b) de este numeral ignorando el pandeo.

- **Revisión por pandeo**

$$P_{RS} = f\, p_o A_e$$

donde:

p_o = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
A_e = área efectiva obtenida teniendo en cuenta el espesor reducido para considerar el pandeo y el ablandamiento en la zona afectada por el calor, pero ignorando los agujeros

Para la revisión por pandeo el área efectiva generalmente debe basarse en la sección transversal menos favorable, tomando un espesor igual al menor de $k_z t$ y $k_L t$ en las regiones afectadas por el calor, y $k_L t$ en las demás zonas. Sin embargo, en esta revisión se puede ignorar el ablandamiento debido a soldaduras en los bordes cargados.

El factor k_L puede determinarse mediante el más favorable de los siguientes tratamientos:

- **Tratamiento como lámina**.

  k_L se lee en la curva C o D de la figura F.7.4.5 tomando:

$$b = \frac{d}{t} \qquad \text{y} \qquad e = \left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-73)}$$

- **Tratamiento como columna**

  k_L se toma igual a la relación p_s/p_o, en la que p_s es el esfuerzo de pandeo como columna leído en la figura F.7.4.10 (a). La curva apropiada es la que intersecta el eje de esfuerzos en un valor p_o. El parámetro de esbeltez l debe ser normalmente tomado como:

$$l = \frac{3.5a}{t}$$

éste valor corresponde a apoyo simple, aunque se puede tomar un valor menor si es justificado.

F.7.5.2.2 - Láminas no rigidizadas bajo momento en su plano - La resistencia de una lámina ante momento puro en su plano actuando sobre los lados de ancho d (véase la figura F.7.5.1) se describe en los literales (a) a (c) de este numeral. Si el momento varía en la dirección paralela a la dimensión a, consulte también F.7.5.2.3.

(a) Clasificación - Las lámina debe clasificarse de acuerdo con:

$b \leq b_1$	totalmente compacta
$b_1 < b \leq b_o$	semi-compacta
$b > b_o$	esbelta

donde

$$b = \frac{0.35d}{t} \qquad \textbf{(F.7-75)}$$

b_o y b_1 están dados en la tabla F.7.4.3

(b) Láminas totalmente compactas y semi-compactas - La resistencia de diseño a momento M_{RS} se debe tomar con base en la sección transversal menos favorable usando la expresión pertinente del literal (b) de F.7.4.5.2 (numerales F.7.19 a F.7.22) y tomando una sección supuesta tal como lo define el literal (c) del mismo numeral en las dos primeras partes.

(c) Láminas esbeltas - La resistencia de diseño a momento debe tomarse como el menor de los valores encontrados en las revisiones por fluencia y pandeo:

- **Revisión por fluencia -** Para una lámina semi-compacta, M_{RS} se obtiene como en el literal (b) de F.7.5.2.2 ignorando el pandeo.

- **Revisión por pandeo -** Se determina M_{RS} tal como se indica a continuación:

$$M_{RS} = f\, p_o Z_e \qquad \textbf{(F.7-76)}$$

donde
Z_e = módulo elástico de la sección efectiva

El cálculo de F.7-76 debe basarse, por lo general, en la sección efectiva en la posición más desfavorable, sin reducción por agujeros y tomando un espesor igual al menor entre $k_z t$ y $k_L t$ en las regiones afectadas por el calor, y $k_L t$ en las demás zonas. Sin embargo, en esta revisión puede ignorarse el ablandamiento debido a soldaduras en los bordes cargados.

El factor k_L debe ser leído en la curva C o D de la figura F.7.4.5 tomando:

$$b = \frac{0.35d}{t} \qquad \text{y} \qquad e = \left(\frac{25}{p_o}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-77)}$$

F.7.5.2.3 - Gradiente de esfuerzo longitudinal en láminas no rigidizadas - Los casos en que la acción aplicada P o M sobre una lámina no rigidizada varía longitudinalmente en la dirección mostrada en la figura F.7.5.1, se presentan en los siguientes literales.

(a) Láminas totalmente compactas y semi-compactas - La resistencia de diseño en cualquier sección transversal no debe ser menor que la acción generada en esa sección bajo carga mayorada.

(b) Láminas esbeltas - La revisión por fluencia debe satisfacerse una vez más en cada sección transversal. Para la revisión por pandeo, es suficiente comparar la resistencia de diseño con la acción generada a una distancia x del extremo más cargado del panel, donde x es igual a 0.4 veces la longitud de la media onda de pandeo elástico de la lámina.

F.7.5.2.4 - Láminas no rigidizadas sometidas a cortante - Las láminas no rigidizadas sujetas a cortante deben clasificarse como compactas o esbeltas de acuerdo con el literal (a) de F.7.4.5.3.

La presencia de agujeros pequeños puede ignorarse en el cálculo de la resistencia al corte siempre y cuando ellos no ocupen más del 20% del área de la sección transversal sobre el ancho d.

(a) Alma a cortante compacta - La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} debe encontrarse usando lo siguiente:

$$V_{RS} = f\, p_v A_v \qquad \textbf{(F.7-78)}$$

donde
p_v = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)
A_v = área de cortante efectiva tomada de acuerdo con:

para láminas no soldadas $A_v = dt$

para láminas totalmente soldadas a lo largo de uno o más bordes $A_v = k_z dt$

para láminas parcialmente soldadas, A_v es el área efectiva sobre el ancho d encontrada tomando un espesor reducido $k_z t$ en las zonas ablandadas (véanse F.7.4.4.2 y F.7.4.4.3)

(b) Alma a cortante esbelta - La resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} se debe tomar como el menor de los dos valores obtenidos como sigue:

- **Revisión por fluencia**. La resistencia se encuentra , como para una lámina compacta, usando el literal (a) de F.7.5.2.4.

- **Revisión por pandeo**. La resistencia puede encontrarse, seguramente, como se hizo en el literal (c) de F.7.4.5.3.

Alternativamente, la siguiente expresión puede usarse y es más favorable cuando a es menor que $2.5d$.

$$V_{RS} = f\ v_1 p_v dt \qquad \textbf{(F.7-79)}$$

donde v_1 es el coeficiente de pandeo por cortante elástico leído en la figura F.7.5.4 tomando

$$e = \left(\frac{15}{p_v}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-80)}$$

La expresión del literal (c) de F.7.4.5.3 no tiene en cuenta la acción de campo tensionado. Si se cree que las condiciones de borde son tales que se tiene un campo tensionado, el diseñador debe referirse a un tratamiento aún más favorable disponible para paneles tipo 1 en almas de vigas ensambladas (véase el literal (c) de F.7.5.4.2).

F.7.5.2.5 - *Acciones combinadas* - Una lámina, sujeta a fuerza axial P combinada con momento M bajo carga mayorada, debe clasificarse como totalmente compacta, semi-compacta o esbelta, generalmente de acuerdo con el literal (a) de F.7.4.8.2. Para hacer ésto, el valor de b tomado debe basarse en el patrón de esfuerzo producido en la lámina cuando P y M actúan conjuntamente, basándose en un valor apropiado de g (véase la figura F.7.4.2).

Cuando la lámina se clasifica como esbelta, cada resistencia individual (P_{RS} y M_{RS}) debe basarse en el tipo específico de acción considerada, como en el literal (b) de F.7.4.8.2.

(a) Fuerza axial con momento - La siguiente condición debe satisfacerse para una lámina sujeta a fuerza axial con momento:

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M}{M_{RS}} \le 1.0 \qquad \textbf{(F.7-81)}$$

donde

P y M	=	fuerza axial y momento en el plano, respectivamente, generados bajo carga mayorada
P_{RS} y M_{RS}	=	resistencias de diseño a fuerza axial y momento en el plano, respectivamente, cada una reducida para tener en cuenta cortante elevado coincidente, si es necesario (véase el literal (c) de F.7.5.2.5)

(b) Esfuerzo directo con cortante bajo - Se puede suponer que una fuerza de cortante coincidente V (bajo carga mayorada) no tiene efecto sobre la resistencia de la lámina siempre que V no exceda la mitad de la resistencia a fuerza cortante de diseño V_{RS}.

(c) Esfuerzo directo con cortante elevado - Si V excede $0.5V_{RS}$, la resistencia longitudinal (fuerza axial, momento) se debe reducir por un coeficiente k_v donde:

$$k_v = 1.6 - \frac{1.2V}{V_{RS}} \qquad \textbf{(F.7-82)}$$

F.7.5.3 - LAMINAS MULTI-RIGIDIZADAS - Las siguientes reglas conciernen a láminas, soportadas en todos los cuatro bordes (véase figura F.7.5.2), que están reforzadas con tres o más, igualmente espaciados, rigidizadores o

corrugaciones. Estas pueden ser no soportadas en su longitud total o ser contínuas sobre rigidizadores transversales intermedios. La dimensión L debe tomarse como el espaciamiento de los apoyos, cuando se aplique. Una característica esencial del diseño es que el refuerzo longitudinal, pero no así los rigidizadores transversales, es "subcrítico", esto es, se puede deformar con la lámina en el modo de pandeo general.

La resistencia de tales láminas ante esfuerzo directo longitudinal en la dirección del refuerzo está dada en F.7.5.3.1 a F.7.5.3.3, y la resistencia a cortante, en F.7.5.3.4. La interacción entre diferentes efectos puede tenerse en cuenta del mismo modo que para láminas no rigidizadas (véase F.7.5.2.5).

Los tratamientos dados anteriormente se invalidan si la sección transversal contiene elementos salientes que se clasifiquen como esbeltos.

Cuando la construcción consiste de láminas planas con rigidizadores superpuestos, la resistencia a esfuerzo directo transversal puede tomarse igual a la de una lámina no rigidizada. Con construcción corrugada, ésto es despreciable.

F.7.5.3.1 - *Láminas multi-rigidizadas sujetas a compresión uniforme* - Se deben hacer dos revisiones, una por fluencia y otra como columna. La sección transversal debe clasificarse como compacta o esbelta de acuerdo con F.7.4.3.3, considerando todos los elementos componentes antes de llevar a cabo cada revisión. No se permiten elementos esbeltos salientes.

(a) Revisión por fluencia - La sección completa debe ser revisada para aplastamiento local en la misma forma que se hace para miembros a compresión (véase F.7.4.7.6). La resistencia P_{RS} se debe tomar con base en la sección transversal menos favorable considerando el pandeo local y el ablandamiento de la zona afectada por el calor, si es necesario, y también los agujeros no rellenos.

(b) Revisión como columna - La lámina se trata como un ensamblaje de subunidades idénticas de columna, cada una conteniendo un rigidizador o una corrugación centralmente cargado y con un ancho igual a la separación w. La resistencia axial de diseño P_{RS} se toma como:

$$P_{RS} = f\, p_s A \qquad \textbf{(F.7-83)}$$

donde

p_s = esfuerzo de pandeo para una sub-unidad de columna
A = área bruta de la sección transversal completa de la lámina
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

El esfuerzo p_s debe leerse en la curva apropiada de la figura F.7.4.10, pertinente al pandeo como columna de la sub-unidad como un miembro a compresión simple, fuera del plano de la lámina.
El parámetro de esbeltez l, necesario para la figura F.7.4.10, se debe basar en una longitud efectiva l igual a la menor de:

- la distancia entre posiciones de soporte lateral efectivo tales como soportes en los extremos o rigidizadores transversales efectivos, o
- la mitad de la longitud de onda del pandeo elástico ortotrópico

La parte de la figura F.7.4.10 (a), (b) o (c) usada depende de la forma de la sección de la sub-unidad y de si ésta contiene soldadura longitudinal (véase la tabla F.7.4.10), la curva real es la que intercepta el eje de esfuerzos en un valor p_l, como se define en F.7.4.7.5. Se debe considerar lo siguiente para determinar el área efectiva A_e (necesaria para encontrar p_l).

- El valor de k_L para elementos tales como los E de la figura F.7.5.2, debe basarse en sus dimensiones totales aunque estén cortados en dos por la formación de subunidades.
- El ablandamiento en la zona afectada por el calor debido a soldaduras en los extremos cargados o en rigidizadores transversales puede ignorarse para encontrar A_e.

F.7.5.3.2 - *Láminas multi-rigidizadas sujetas a momento en su plano* - Se deben hacer dos revisiones: por fluencia y como columna.

(a) Clasificación de la sección y pandeo local - Para realizar cada revisión, primero ha de clasificarse la sección como compacta o esbelta (véase F.7.4.3.3).

Para el propósito de clasificar elementos individuales, y también para determinar k_L para elementos esbeltos, generalmente se puede suponer que cada elemento está sometido a compresión uniforme tomando $g=1$ en el literal (a) de F.7.4.3.2. Sin embargo, en el caso de la revisión únicamente por fluencia, se permite basar g en el patrón de esfuerzos real en los elementos que conforman la región más extrema de la lámina y repetir ese valor para los elementos correspondientes más interiores. Esto puede ser favorable cuando el número de rigidizadores o corrugaciones es pequeño. No se deben permitir elementos esbeltos salientes.

(b) Revisión por fluencia - La sección transversal completa de la lámina debe tratarse como una viga sujeta a flexión en su plano (véase el literal (b) de F.7.4.5.2). La resistencia a momento de diseño M_{RS} debe tomarse con base en la sección transversal menos favorable, teniendo en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el calor, si es necesario, y también los agujeros.

(c) Revisión como columna - La lámina se considera como un ensamblaje de subunidades de columna en la misma manera general que para compresión axial (véase el literal (b) de F.7.5.3.1), la resistencia a momento de diseño M_{RS} se toma de acuerdo con:

$$M_{RS} = f\frac{p_s Z B}{2\,y} \qquad \textbf{(F.7-84)}$$

donde

p_s	=	esfuerzo de pandeo para una sub-unidad de columna
Z	=	módulo elástico de la sección transversal completa de la lámina para flexión en su plano
B	=	ancho total de la lámina
y	=	distancia desde el centro de la lámina hasta el centro del rigidizador más lejano
f	=	coeficiente de reducción de capacidad (véase tabla F.7.3.1)

El esfuerzo p_s debe leerse en la figura F.7.4.10 del mismo modo que para compresión uniforme (véase el literal (b) de F.7.5.3.1).

F.7.5.3.3 - *Gradiente de esfuerzos longitudinal en láminas multi-rigidizadas* - En este numeral se describen los casos en que la acción aplicada P o M sobre una lámina multi-rigidizada varía en la dirección de los rigidizadores o corrugaciones.

(a) Revisión por fluencia - La resistencia de diseño en cualquier sección transversal no debe ser menor que la acción generada en esa sección bajo carga mayorada.

(b) Revisión como columna - Para la revisión como columna es suficiente comparar la resistencia de diseño con la acción generada bajo carga mayorada a una distancia x del extremo más cargado de un panel, donde x es 0.4 veces la longitud de pandeo efectiva l.

F.7.5.3.4 - *Láminas multi-rigidizadas sometidas a cortante* - Se debe hacer una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. Los métodos dados en los literales (a) y (b) de este numeral son válidos siempre y cuando ocurra lo siguiente:

- El espaciamiento w de los rigidizadores o corrugaciones no debe exceder $0.3L$ (véase la figura F.7.5.2).

- Cualquier elemento saliente de la sección se clasifica como compacto en términos de resistencia axial (véase el literal (c) de F.7.4.3.3).
- Cualquier elemento interno se clasifica como compacto en términos de resistencia al cortante (véase el literal (a) de F.7.4.5.3).
- Los rigidizadores o corrugaciones, lo mismo que la lámina completa, están:

  (1) efectivamente conectados al entramado transversal en cada extremo

  (2) continuos en cualquier posición de rigidizador transversal.

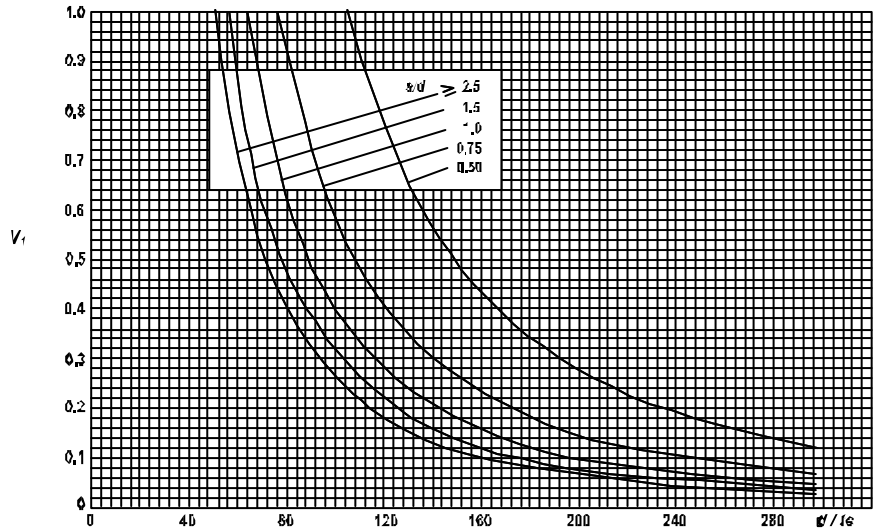
(a) Revisión por fluencia - La resistencia a fuerza cortante de diseño V_{RS} se toma igual a la de una lámina plana no rigidizada con el mismo aspecto general **(L*B)** y el mismo espesor general **t**. Se encuentra de acuerdo con el literal (a) de F.7.5.2.4.

(b) Revisión por pandeo - La resistencia de diseño a fuerza cortante se encuentra usando la siguiente expresión:

$$V_{RS} = f\, v_1 p_v B t \qquad \textbf{(F.7-85)}$$

donde

p_v = esfuerzo límite (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
B = ancho de la lámina (véase la figura F.7.5.2)
t = espesor general de la lámina
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)
v_1 = coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico (véase la figura F.7.5.4)



NOTA: Para paneles rigidizados longitudinalmente, *d* debe tomarse como la altura del mayor subpanel

Figura F.7.5.4
Coeficiente de pandeo crítico al corte en el rango elástico, n_1

Para calcular v_1 deben usarse los siguientes valores:

$$a = B$$

$$d = 0.6l\left(\frac{wt^3}{I_{SU}}\right)^{0.375} \qquad \textbf{(F.7-86)}$$

l = longitud efectiva de la lámina
w = separación entre rigidizadores o corrugaciones

I_{SU} = segundo momento del área de una sub-unidad de lámina (como se define en el literal (b) de F.7.5.3.1) respecto al eje centroidal paralelo al plano de la lámina

$$e = \left(\frac{15}{p_v}\right)^{1/2}$$

La longitud efectiva l puede tomarse seguramente como la longitud no soportada L (véase la figura F.7.5.2). Cuando L excede ampliamente a B, se puede obtener un resultado más favorable haciendo l igual a la mitad de la longitud de onda del pandeo por cortante elástico ortotrópico. En la revisión por pandeo no es necesario tener en cuenta el ablandamiento en la zona afectada por el calor.

F.7.5.4 - VIGAS ENSAMBLADAS - Una viga ensamblada es una viga fabricada consistente de láminas actuando como aleta a tensión, aleta a compresión y alma. El alma típicamente tiene proporciones esbeltas y está reforzada transversalmente con rigidizadores de apoyo e intermedios (véase la figura F.7.5.3). Puede tener también rigidizadores longitudinales. Una característica básica es que los rigidizadores del alma son diseñados para dar extremos soportados a los paneles del alma permaneciendo esencialmente rectos cuando ocurre el pandeo.

Las resistencias a momento y cortante de las vigas ensambladas con almas transversalmente rigidizadas son cubiertas por F.7.5.4.1 y F.7.5.4.2. En F.7.5.4.3 se dan las modificaciones necesarias para cuando se adicionan rigidizadores longitudinales. Se permite seguir el apéndice F.7-D en lugar de F.7.5.4.1, si se desea, para determinar la resistencia a momento, esto puede conducir a economía en el diseño.

Los métodos dados en F.7.5.4.1, F.7.5.4.2 y F.7.5.4.3 son válidos siempre que ocurra lo siguiente.

- Los rigidizadores cumplen con F.7.5.4.4
- El espaciamiento a de los rigidizadores transversales no es menor que la mitad de la altura libre del alma medida entre las aletas (para almas corrugadas o cercanamente rigidizadas, véase F.7.5.4.5)

Puede ser benéfico suministrar una platina de enchape, a una o ambas aletas. Esta debe cumplir con el literal (g) de F.7.5.4.4 para ser efectiva.

La interacción entre momento y cortante es tratada en F.7.5.4.6.

Si el aplastamiento del alma o el pandeo torsional lateral se consideran factores influyentes, el diseñador debe consultar F.7.4.5.5 o F.7.4.5.6. Para vigas sujetas a carga axial y flexión, es pertinente F.7.4.8.

El tratamiento de vigas ensambladas dado en F.7.5.4.1 a F.7.5.4.6, es generalmente también aplicable a vigas con sección en cajón siempre que las almas sean de forma similar.

F.7.5.4.1 - ***Resistencia a momento de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente*** **-** Para determinar la resistencia de diseño a momento se debe hacer una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. Para vigas híbridas, con materiales diferentes en aletas y alma, se debe consultar también el literal (d) de F.7.4.5.2.

(a) Revisión por fluencia - El momento generado en cualquier sección transversal bajo carga mayorada no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} que se usaría si la sección fuera tratada como semi-compacta. El valor de M_{RS} se obtiene usando el literal (b) de F.7.4.5.2 (ecuación F.7-20 o F.7-22), según sea adecuado, teniendo en cuenta los agujeros y los efectos de la zona afectada por el calor pero ignorando el pandeo local. Si la viga no está lateralmente soportada, debe revisarse de acuerdo con F.7.4.5.6.

(b) Revisión por pandeo - El siguiente tratamiento se aplica a vigas ensambladas con rigidizadores transversales pero sin rigidizadores longitudinales.

Para cada tramo de viga entre rigidizadores transversales, el momento generado bajo carga mayorada, a una distancia igual a 0.4 a del extremo más esforzado, no debe exceder la resistencia de diseño a momento M_{RS} de ese tramo basada en la falla última por pandeo. El valor de M_{RS} se obtiene de acuerdo con el literal (b) de F.7.4.5.2 (ecuación F.7-23), teniendo en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el

calor pero ignorando los agujeros. Sin embargo, para el propósito de esta revisión es permitido ignorar los efectos de la zona afectada por el calor causados por la soldadura de los rigidizadores transversales.

Para considerar el pandeo del alma se debe encontrar el coeficiente de espesor efectivo k_L de acuerdo con F.7.4.3.4, tomando b como en el literal (a) de F.7.4.3.2. No obstante, si el extremo a compresión del alma está más cerca del eje neutro que el extremo a tensión, se permite, en su lugar, proceder como en el literal (c) de F.7.5.4.1, lo que tiende a ser más favorable.

Se puede suponer que cualquier platina de enchape, si es suministrada, brinda soporte efectivo en el extremo a la lámina esbelta del alma a la cual está unida siempre y cuando cumpla con el literal (g) de F.7.5.4.4. Por lo tanto, para encontrar k_L para la lámina del alma en la figura F.7.4.5 (b), b puede basarse en un valor d medido hasta la punta de la o las platinas de enchape.

(c) Tratamiento alternativo del pandeo del alma - Si el eje neutro está localizado de modo que está más cerca del extremo del alma a compresión que del extremo a tensión, se permite tratar el alma como compuesta por dos zonas con diferentes valores de k_L obtenidos como se indica a continuación:

- **Zona 1**, se extiende una distancia y_1 a cada lado del eje neutro:
  k_L se lee en la figura F.7.4.5 (b) tomando $b = 0.7y_1/t$ donde y_1 es la distancia desde el eje neutro de la sección bruta hasta el extremo a compresión.

- **Zona 2**, ocupa el resto del alma:
  $k_L = 1.0$

F.7.5.4.2 - *Resistencia a cortante de vigas ensambladas rigidizadas transversalmente* - Se deben hacer dos revisiones: por fluencia y por pandeo. En almas con soldaduras continuas longitudinales es también necesario hacer una revisión por zona afectada por el calor (véase el literal (d) de este numeral). La presencia de pequeños agujeros en la lámina del alma puede ignorarse para cada revisión siempre que éstos no ocupen más del 20% del área de la sección.

(a) Revisión por fluencia - La fuerza cortante V generada bajo carga mayorada en cualquier sección transversal, no debe exceder el valor de V_{RS} encontrado como se indica enseguida:

sin platina de enchape $$V_{RS} = f\,P_{vw}A_{we} \qquad \textbf{(F.7-87)}$$

con platina o platinas de enchape $$V_{RS} = f\left(p_{vw}A_{we} + p_{vt}A_{te}\right) \qquad \textbf{(F.7-88)}$$

donde

p_{vw} , p_{vt} = esfuerzos límites para los materiales del alma y la platina saliente respectivamente (equivalente a p_v en las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

A_{we} = área de la sección efectiva del alma entre las aletas, o hasta los extremos de la platina de enchape

A_{te} = área de la sección efectiva de la platina de enchape, o área total de dos de ellas

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Las áreas efectivas se obtienen tomando un espesor reducido igual a k_z veces el espesor real en cualquier región afectada por el calor (véanse F.7.4.4.2 y F.7.4.4.3).

(b) Revisión por pandeo - En cualquier vano entre rigidizadores transversales, la fuerza cortante V generada bajo carga mayorada no debe exceder el valor límite V_{RS} para ese vano, basado en la falla última por pandeo. El valor de V_{RS} debe encontrarse usando la expresión apropiada de las siguientes, en las que se saca ventaja del comportamiento posterior al pandeo:

sin platina de enchape $$V_{RS} = f\left(v_1 + v_{tf}\right)p_{vw}dt \qquad \textbf{(F.7-89)}$$

con platina o platinas de enchape $$V_{RS} = f\left[\left(v_1 + v_{tf}\right)p_{vw}dt + p_{vt}A_{te}\right] \qquad \textbf{(F.7-90)}$$

donde

d = altura del alma medida entre aletas, o hasta los extremos de la platina de enchape

t = espesor no reducido de la lámina del alma

v_1 = coeficiente de pandeo inicial por cortante, leído en la figura F.7.5.4 tomando

$$e = \left(\frac{15}{P_n}\right)^{1/2}$$

v_{tf} = coeficiente de campo tensionado (véase el literal (c) siguiente)

Las otras cantidades son las definidas en el literal (c) de este numeral.

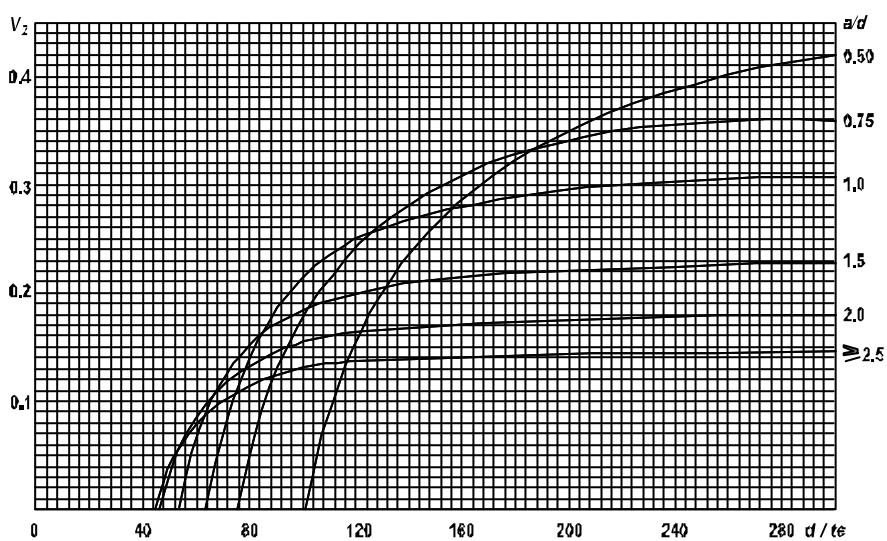
(c) Acción de campo tensionado - Se identifican dos tipos de paneles de alma:

- **Tipo 1**: paneles capaces de mantener un campo tensionado, es decir:
  un panel interno
  un panel en un tramo final con un poste extremo que cumple con el literal (e) de F.7.5.4.4

- **Tipo 2**: un panel en un tramo final que carece de un poste extremo adecuado
  En los paneles tipo 2, la acción de campo tensionado es despreciable y por lo tanto v_{tf} debe ser tomado como cero en el literal (b) de F.7.5.4.2.
  Los paneles tipo 1 son generalmente capaces de desarrollar resistencia a cortante adicional después de la aparición inicial de pandeo, debido a la acción de campo tensionado. En este caso v_{tf} debe tomarse de acuerdo con lo siguiente:

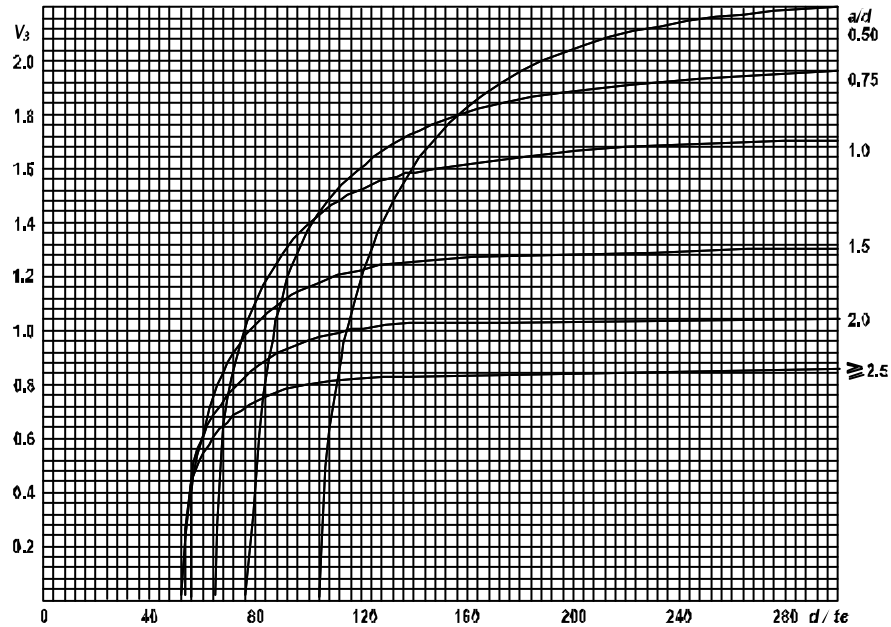
  (i) panel no soldado $v_{tf} = v_2 + m v_3$ **(F.7-91)**

  (ii) panel con soldaduras en los extremos $v_{tf} = k_z (v_2 + m v_3)$ **(F.7-92)**



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales.

Figura F.7.5.5
Coeficiente básico de pandeo al corte considerando campo tensionado, n_2



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales.

Figura F.7.5.6
Coeficiente de pandeo al corte considerando campo tensionado y contribución de la aleta, n_3

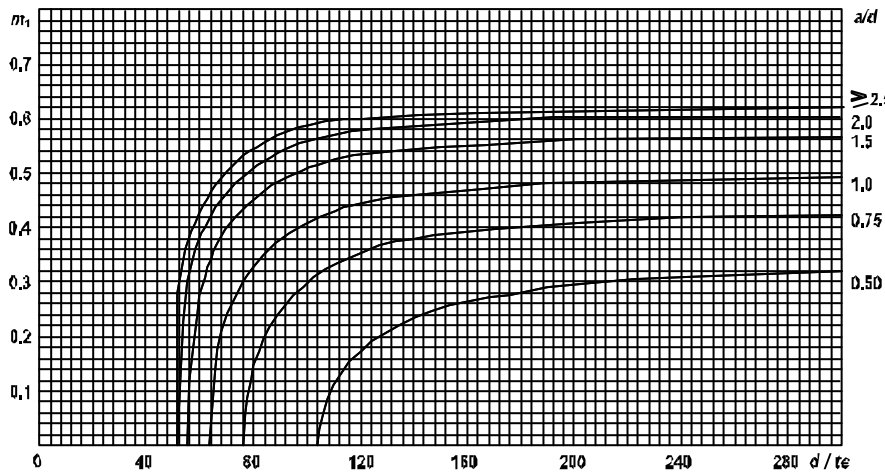
donde

v_2 = coeficiente de pandeo por cortante determinado en la figura F.7.5.5
v_3 = coeficiente de pandeo por cortante determinado en la figura F.7.5.6
k_z = coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor (véase F.7.4.4.2)
m_1 , m_2 = coeficientes de pandeo por cortante

donde m_1 se determina en la figura F.7.5.7 y $m_2 = \left(4p_{of}S_f / p_{ow}d^2t\right)^{1/2}$

donde

p_{of} y p_{ow} = esfuerzos límite p_o para el material de las aletas y el alma (véase la tabla F.7.4.1)
S_f = módulo plástico de la sección de aleta efectiva respecto a su propio eje de igual área, en el plano del alma (se toma el menor valor si las aletas son diferentes)



NOTA: Esta figura no debe ser usada para paneles con rigidizadores longitudinales

Figura F.7.5.7
Coeficiente de pandeo por cortante m_1

Para determinar S_f, la sección considerada debe incluir la lámina de la aleta conjuntamente con la platina de enchape si está presente, con la reducción de espesor apropiada para tener en cuenta el pandeo local y el ablandamiento en la zona afectada por el calor (véase el literal (c) de F.7.4.5.2) pero sin reducción por agujeros. Si la viga tiene dos o más almas, el módulo plástico de la aleta completa debe ser apropiadamente compartido para obtener S_f para cada alma.

(d) Revisión por zona afectada por el calor - En almas con soldaduras longitudinales, la fuerza cortante V, generada bajo carga mayorada, no debe sobrepasar la resistencia de diseño a fuerza cortante V_{RS} en cualquiera de tales soldaduras. V_{RS} está dado por:

$$V_{RS} = f\frac{k_z p_{vw} I t}{A_e \bar{y}} \qquad \textbf{(F.7-93)}$$

donde

I	=	segundo momento del área de la sección bruta
$A_e \bar{y}$	=	primer momento del área bruta excluida por fuera de la soldadura
A_e	=	área de la sección
$\bar{y}$	=	distancia del centroide del eje neutro hasta esta área
k_z, p_{vw}, g_m	=	de acuerdo con su definición en los literales (a) y (c) de F.7.5.4.2

F.7.5.4.3 - ***Vigas rigidizadas longitudinal y transversalmente***

(a) Resistencia a momento - El procedimiento para determinar la resistencia a momento es básicamente el mismo que para vigas con rigidizadores transversales únicamente e involucra una revisión por fluencia y una revisión por pandeo. La revisión por fluencia se realiza de acuerdo con el literal (a) de F.7.5.4.1.

Para hacer la revisión por pandeo (véase el literal (b) de F.7.5.4.1) se supone que cada rigidizador longitudinal brinda una línea de apoyo al alma subdividiéndola en sub-paneles separados desde el punto de vista de pandeo local. Para determinar la sección efectiva de la viga se pueden usar valores mejorados de k_L para los sub-paneles que se obtienen tomando el ancho y el patrón de esfuerzo correcto para cada sub-panel para determinar su valor de b.

(b) Resistencia a cortante - Las revisiones por fluencia (véase el literal (a) de F.7.5.4.2) y por zona afectada por el calor (véase el literal (d) de F.7.5.4.2) no se afectan por la presencia de rigidizadores longitudinales.

La revisión por pandeo se debe llevar a cabo, generalmente, de acuerdo con el literal (b) de F.7.5.4.2, pero v_1 y v_{tf} se determinan como se indica a continuación:

- el valor de v_1 se determina en la figura F.7.5.4 tomando d igual a la altura del mayor sub-panel (en lugar de la altura total del alma)

- el valor de v_{tf} se calcula usando la ecuación apropiada F.7-91 o F.7-92 en el literal (c) de F.7.5.4.2, con los factores v_2, v_3 y m obtenidos así:

El valor de m se toma como el menor de m_1 y m_2

Los valores v_2, v_3 y m_1 se calculan usando las fórmulas del apéndice F.7-I que se relacionan con las figuras F.7.5.5 a F.7.5.7, respectivamente, tomando d como la altura total tal como se define en el literal (b) de F.7.5.4.2 y v_1 como el valor encontrado de acuerdo con lo anterior. Las figuras F.7.5.5 a F.7.5.7 no deben usarse para paneles de alma con rigidizadores longitudinales.

El valor de m_2 se calcula como en el literal (c) de F.7.5.4.2 tomando un d tal como se define en el literal (b) del mismo numeral.

F.7.5.4.4 - ***Rigidizadores de alma y platinas de enchape -*** Se consideran los siguientes tipos de rigidizador de alma (véase la figura F.7.5.3). Pueden estar colocados a uno a ambos lados.

- **tipo A, rigidizador intermedio**: rigidizador transversal diferente de los cubiertos por el tipo B
- **tipo B, rigidizador de apoyo**: rigidizador transversal localizado en el punto de aplicación una carga concentrada o reacción
- **tipo C, rigidizador longitudinal**: rigidizador atravesado longitudinalmente entre rigidizadores transversales

Para que las resistencias proyectadas se logren, es generalmente necesario que los rigidizadores de alma cumplan con lo siguiente:

- tipos A, B, C: compacidad (véase el literal (a) de F.7.5.4.4)
- tipos A, B, C: rigidez (véase el literal (c) de F.7.5.4.4)
- tipos A, B únicamente: estabilidad (véase el literal (d) de F.7.5.4.4)

Un rigidizador transversal debe extenderse sin interrupciones de aleta a aleta aún cuando se coloquen platinas de enchape. Cuando se coloca un rigidizador de apoyo se debe cuidar que la aleta transfiera la fuerza aplicada al rigidizador. No es esencial que el rigidizador esté conectado a las aletas.

Mientras sea posible, los rigidizadores longitudinales deben ser continuos desde un vano de la viga hasta el siguiente. Cuando ésto no sea posible, las longitudes separadas deben colindar con el rigidizador transversal que las divide.

(a) Compacidad - Todos los rigidizadores deben ser de sección compacta en términos de resistencia a compresión axial (véase el literal (c) de F.7.4.3.3).

(b) Sección efectiva de rigidizador - La sección efectiva de rigidizador se usa en la revisión de los requisitos de rigidez y estabilidad. Consiste del rigidizador, o par de rigidizadores si están a ambos lados, real en conjunto con un ancho efectivo de lámina de alma, b_e (véase la figura F.7.5.8). Este ancho efectivo se extiende una distancia b_1 a cada lado del punto o puntos de fijación del rigidizador como se muestra, y está dado generalmente por:

- **Para un rigidizador transversal**
  b_1 = el menor de $0.13\,a$ y $15et$

  Para un rigidizador transversal localizado en el extremo de una viga, el valor de b_1 en el lado exterior (únicamente) debe tomarse como se indica a continuación en lugar del valor anterior:

  b_1 = el menor de a_o y $7et$

  donde a_o es la distancia desde el rigidizador hasta el borde libre de la lámina del alma.

- **Para un rigidizador longitudinal**
  b_1 = el menor de $0.13\,d_{av}$ y $15et$

  donde

  $$e = (15 / p_y)^{1/2} \qquad \textbf{(F.7-94)}$$

  p_y = esfuerzo límite del material del alma (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
  d_{av} = altura promedio de los dos sub-paneles situados a cada lado del rigidizador longitudinal

(c) Rigidez - Para las proporciones de panel dadas, el segundo momento del área I_s de la sección completa de rigidizador efectivo (véase el literal (b) de F.7.5.4.4) respecto al eje centroidal paralelo al alma, debe satisfacer lo siguiente:

- Para un rigidizador transversal

  $$\frac{a}{d} \leq 2.5 \qquad I_s \geq dt^3\left(2d/a - 0.7\right) \qquad \textbf{(F.7-95)}$$

- Para un rigidizador longitudinal

$$\frac{d_{av}}{a} \leq 2.5 \qquad I_s \geq at^3\left(2a/d_{av} - 0.7\right) \qquad \textbf{(F.7-96)}$$

La condición de rigidez puede obviarse cuando las proporciones del panel están por fuera del rango indicado.

(d) Estabilidad (Rigidizadores transversales únicamente) - La sección efectiva de rigidizador (véase el literal (b) de F.7.5.4.4) se considera como un miembro a compresión que soporta una carga P, bajo carga mayorada, dada por:

- Para un rigidizador intermedio

$$P = \frac{V}{3} \qquad \textbf{(F.7-97)}$$

- Para un rigidizador de apoyo

$$P = p_1 + \frac{V}{3} \qquad \textbf{(F.7-98)}$$

donde

V = valor promedio de la fuerza cortante generada en los paneles del alma a cada lado del rigidizador considerado

P_1 = carga concentrada o reacción que actúa en el rigidizador

El valor de P no debe exceder la resistencia axial de diseño del miembro a compresión, determinada de acuerdo con F.7.4.7 tomando en cuenta el pandeo como columna (fuera del plano del alma) y el aplastamiento local pero ignorando el pandeo torsional. Para considerar el pandeo como columna, se debe tomar una longitud efectiva de miembro a compresión l de acuerdo con:

para $\frac{a}{d} \geq 1.5$ $\qquad l = d \qquad$ **(F.7-99)**

para $\frac{a}{d} < 1.5$ $\qquad l = \dfrac{d}{\left[1.6 - \left(0.4a/d\right)\right]^{1/2}} \qquad$ **(F.7-100)**

Cuando la dimensión a del panel es diferente en los lados opuestos de un rigidizador, se debe tomar un valor promedio para ella en las expresiones F.7-99 y F.7-100. Para cualquier rigidizador extremo, $l = d$.

Es importante tener en cuenta los efectos de flexión que se introducen si hay excentricidad entre la línea de acción de P y el eje centroidal de la sección efectiva. Esto puede ser hecho usando las fórmulas de interacción dadas en F.7.4.8.3 y F.7.4.8.4 (c), donde M_y es el momento debido a la acción y $M_x = 0$. Tal excentricidad ocurre especialmente cuando se usan rigidizadores a un solo lado.

(e) Postes extremos requeridos para resistir el campo tensionado - Cuando se determina la resistencia a fuerza cortante de un tramo extremo de una viga ensamblada, sólo se permite tomar ventaja de la acción de campo tensionado si se suministra un poste adecuado en el extremo exterior del panel del alma. Este debe diseñarse para cumplir con las siguientes dos funciones, la interacción entre los dos efectos puede ignorarse.

- Actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción en el apoyo de la viga
- Actuar como una viga corta uniendo las aletas de la viga y resistiendo el campo tensionado en el plano del alma

Un poste de extremo puede tener cualquiera de las siguientes formas y, en cada caso, debe estar seguramente conectado a ambas aletas de la viga.

- Puede contar de dos rigidizadores transversales de doble lado que forman las aletas de una viga corta, conjuntamente con una tira de lámina del alma entre ellos. Uno de los rigidizadores transversales debe estar localizado apropiadamente para que cumpla el papel de soporte.
- Puede ser en la forma de material insertado conectado al extremo de la lámina del alma

Para llevar a cabo la segunda función, el poste de extremo tiene que resistir una fuerza cortante V_{ep} conjuntamente con un momento M_{ep} actuando en el plano de la lámina del alma (bajo carga mayorada), dados por las siguientes expresiones:

$$V_{ep} = 0.6 p_v d t \left[1 - v_1 \left(\frac{q/(P_v - v_1)}{v_2}\right)^{1/2}\right] \qquad \textbf{(F.7-101)}$$

$$M_{ep} = 0.1\, d\, V_{ep} \qquad \textbf{(F.7-102)}$$

donde

q	=	esfuerzo cortante promedio generado en el panel extremo del alma bajo carga mayorada, basado en el espesor reducido
p_v	=	esfuerzo límite del material del alma (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
v_1 y v_2	=	coeficientes relacionados con los paneles extremos, encontrados en las figuras F.7.5.4 y F.7.5.5 ó en F.7.5.4.3 (si es longitudinalmente rigidizada)

Para calcular q se permite suponer que parte de la fuerza cortante sobre la viga es soportada por las platinas de enchape, si las hay.

(f) Postes extremos requeridos para resistir torsión - Si un poste de extremo es el único medio de suministro de resistencia contra el retorcimiento en el extremo de una viga, se debe cumplir lo siguiente:

$$I_{ep} \geq \frac{d^3 t_f R}{250 W} \qquad \textbf{(F.7-103)}$$

donde

I_{ep}	=	segundo momento del área de la sección del poste extremo respecto a la línea central del alma
d	=	altura del alma medida entre aletas o hasta los extremos de la platina de enchape
t_f	=	espesor de la aleta (tomado como el valor máximo cuando el espesor varía a lo largo de la viga
R	=	reacción en el extremo de la viga considerado, bajo carga mayorada
W	=	carga total mayorada sobre la luz adyacente

(g) Platinas de enchape - Una platina de enchape consiste de material que se extiende hacia adentro desde una aleta para formar una parte engrosada hacia el alma. Para ser efectiva, sus dimensiones deben ser tales que sea compacta cuando se considere como una saliente plana en compresión axial (véase F.7.4.3.3).

Cuando una platina de enchape está construida en dos o tres capas, consistiendo de la lámina del alma conectada a un elemento, o elementos, integral con la aleta, el espesor t requerido para revisar su compacidad puede tomarse como el espesor total. Sin embargo, si la construcción es remachada o pernada, es también necesario revisar que cualquier saliente más allá de la última línea de remaches o pernos sea, por si sola, compacta.

F.7.5.4.5 - ***Uso de almas corrugadas o frecuentemente rigidizadas*** **-** Las vigas que tienen refuerzo transversal del alma en forma de corrugaciones o de rigidizadores poco espaciados, con una separación de menos de 0.3 veces la altura entre aletas, se describen en los literales (a) y (b) siguientes.

Este refuerzo transversal se trata como subcrítico de modo que puede deformarse con el alma en el modo de pandeo general y, por lo tanto, no necesariamente satisface los literales (c) y (d) de F.7.5.4.4.

(a) Resistencia a momento - Cuando el alma consiste de una lámina plana con rigidizadores fijados, la resistencia a momento debe encontrarse según F.7.5.4.1. Pero con un alma corrugada debe suponerse que la contribución del alma es cero y la resistencia a momento es suministrada únicamente por las aletas.

(b) Resistencia a fuerza cortante - La resistencia de diseño a fuerza cortante $\mathbf{V_{RS}}$ debe determinarse como se indica en F.7.5.3.4 para láminas multi-rigidizadas a cortante.

F.7.5.4.6 - ***Vigas sujetas a momento y cortante combinados*** **-** Las figuras F.7.5.9 (a) y (b) muestran esquemáticamente la forma del diagrama de interacción momento-cortante para vigas ensambladas cubriendo:

- vanos incapaces de sostener un campo tensionado
- vanos con acción de campo tensionado

Tales diagramas pueden construirse para cualquier vano dado entre rigidizadores transversales para determinar la resistencia de diseño a momento $\mathbf{M_{RSO}}$, en presencia de una fuerza cortante coincidente $\mathbf{V}$ (generada bajo carga mayorada). La notación es la siguiente:

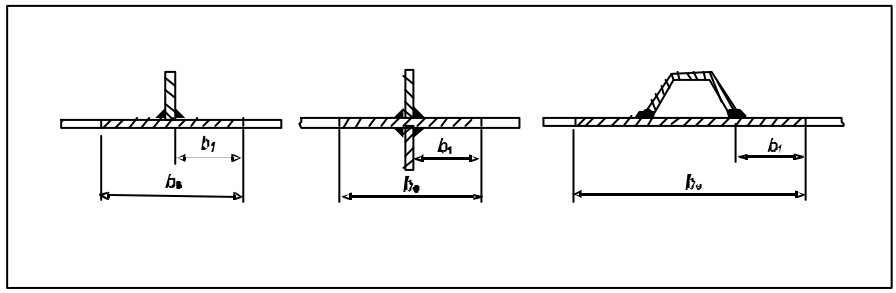


Figura F.7.5.8
Sección efectiva de rigidizador

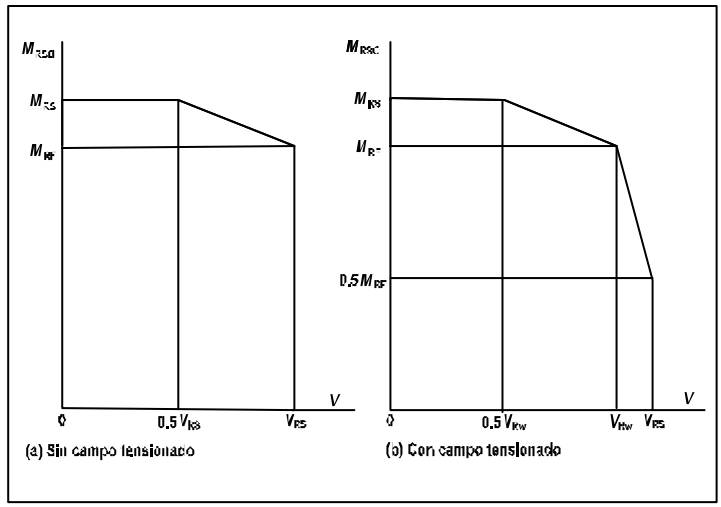


Figura F.7.5.9
Diagramas de interacción esquemáticos para vigas ensambladas

$\mathbf{M_{RS}}$ = resistencia de diseño a momento en ausencia de cortante (véanse F.7.5.4.1 y el literal (b) de F.7.5.4.3)
$\mathbf{M_{RF}}$ = valor reducido de $\mathbf{M_{RS}}$ para las aletas por si solas, omitiendo el alma
$\mathbf{V_{RS}}$ = resistencia de diseño a fuerza cortante (véanse F.7.5.4.2 y F.7.5.4.3)
$\mathbf{V_{RW}}$ = valor reducido de $\mathbf{V_{RS}}$ obtenido haciendo $\mathbf{m = 0}$

F.7.6 - DISEÑO ESTATICO DE UNIONES

F.7.6.1 - GENERALIDADES - En esta sección se trata el diseño de uniones mediante sujetadores, adhesivos o soldadura. Se discuten los siguientes tipos de sujetador: remaches, pernos negros, pernos de precisión, pernos de alta resistencia para trabajo por fricción, conectores especiales y pasadores. Se define la resistencia de diseño de uniones soldadas con soldadura a tope o de filete. El diseño de uniones entre elementos colados o forjados se debe hacer conjuntamente con el fabricante.

Los siguientes tipos de conexión se denominan uniones:

(a) conexiones entre miembros estructurales, por ejemplo, viga a columna

(b) conexiones entre elementos de un miembro ensamblado, por ejemplo, almas a aletas, empalmes

(c) conexiones entre detalles localizados y miembros estructurales, por ejemplo, ménsula a viga, anillos y abrazaderas de miembros a tensión

Todos los tipos de conexión deben diseñarse para cumplir con los estados límite de resistencia y fatiga. No se requiere revisión para estados límite de servicio, excepto para uniones con pasadores en estructuras que son frecuentemente armadas y desarmadas, para uniones en las que las deflexiones son críticas o en uniones con pernos a fricción en las que se debe evitar el deslizamiento. La carga mayorada sobre una unión debe calcularse usando los coeficientes de carga dados en F.7.3. Los sujetadores sometidos a inversión de cargas deben ser pernos de precisión o pernos de barril giratorio, remaches sólidos, pernos de alta resistencia a fricción, o conectores especiales que impidan el movimiento.

Los remaches huecos y otros conectores especiales, pueden usarse siempre que su comportamiento haya sido satisfactoriamente demostrado mediante ensayos u otros medios. En su diseño y espaciamiento debe haber cooperación entre el diseñador y el fabricante. Se debe demostrar previamente, mediante ensayos u otros medios, el comportamiento del material insertado roscado para sujetadores de acero que deban ser usados en cualquier elemento roscado de aluminio en una unión desmontable.

F.7.6.2 - UNIONES REMACHADAS Y EMPERNADAS: CONSIDERACIONES DE DISEÑO - Las uniones usando remaches o pernos deben se diseñadas de modo que, bajo carga mayorada, la acción de carga en cualquier posición de sujetador no exceda la resistencia de diseño del sujetador allí localizado.

F.7.6.2.1 - *Grupos de sujetadores* - Los grupos de remaches, pernos o conectores especiales, conocidos colectivamente como “sujetadores”, que forman una conexión, deben diseñarse sobre la base de una suposición realista de la distribución de las fuerzas internas, observando la rigidez relativa. Es esencial que se mantenga el equilibrio con las cargas externas mayoradas.

F.7.6.2.2 - *Efecto de las áreas de sección transversal en capas sucesivas* - El diseño de las capas sucesivas en secciones que contienen agujeros para sujetadores debe basarse en las áreas netas mínimas, excepto para remaches a compresión. En ciertas uniones empernadas a fricción, el estado límite es determinado por la capacidad a fricción de la unión y, en estas circunstancias, el diseño debe basarse en las áreas brutas mínimas.

F.7.6.2.3 - *Uniones largas* - Cuando la longitud de una unión, medida entre centros de sujetadores finales, es más de $15\ d_f$ (donde d_f es el diámetro nominal del sujetador), o cuando el número de sujetadores en esta dirección es mayor de cinco, el diseñador debe tomar en cuenta la reducción en la resistencia promedio de los sujetadores individuales debida a una distribución irregular de la carga entre ellos.

F.7.6.3 - UNIONES REMACHADAS Y EMPERNADAS: CONSIDERACIONES GEOMETRICAS Y OTRAS CONSIDERACIONES GENERALES

F.7.6.3.1 - *Espaciamiento mínimo* - El espaciamiento entre centros de pernos y remaches no debe ser menor que 2.5 veces el diámetro del perno o remache. Para los pernos de alta resistencia a fricción se permite un espaciamiento menor limitado por el tamaño de la arandela, la cabeza de los pernos y la llave de pernos, y la necesidad de cumplir con los estados límite.

F.7.6.3.2 - *Espaciamiento máximo* - El espaciamiento entre pernos o remaches adyacentes sobre una línea en la dirección del esfuerzo en miembros a tensión, no debe exceder $16t$ o 200 mm, donde t es el espesor de la

capa exterior más delgada. En miembros a compresión o cortante, no debe exceder $8t$ o 200 mm. Adicionalmente, el espaciamiento entre pernos o remaches adyacentes sobre una línea adyacente y paralela a un borde de una capa exterior, no debe exceder $8t$ o 100 mm. Si los remaches o pernos están escalonados sobre líneas adyacentes, y las líneas no están separadas más de 75 mm, los límites anteriores pueden incrementarse un 50%.

En cualquier caso, el espaciamiento entre remaches o pernos adyacentes, escalonados o no, no debe exceder $32t$ o 300 mm en miembros a tensión y $20t$ o 300 mm en miembros a compresión o cortante.

Estas recomendaciones se aplican únicamente a uniones, entre láminas planas, traslapadas y con cubreplaca. El espaciamiento de pernos y remaches en uniones de campana y espigo, uniones entre miembros tubulares y entre partes de espesor muy desigual, debe ser determinado considerando la geometría local y la carga sobre la unión.

F.7.6.3.3 - *Distancia al borde* - La distancia al borde, medida desde el centro del remache o perno, para bordes extruídos, laminados o acabados a máquina, no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro del perno o remache. Si, sobre el lado de apoyo, la distancia al borde es menor que dos veces el diámetro, la capacidad por aplastamiento debe reducirse (véase F.7.6.4.4). Si los bordes son cortados, los límites anteriores se pueden incrementar 3 mm.

F.7.6.3.4 - Pernos sometidos a carga fluctuante - Los pernos que transmitan cargas fluctuantes, diferentes de cargas de viento, deben ser de precisión o de alta resistencia a fricción.

F.7.6.3.5 - *Empaquetadura* - Cuando los sujetadores soportan cortante a través de un empaque, se debe tomar en cuenta una reducción de la resistencia de diseño si el espesor del empaque excede el 25% del diámetro del sujetador o el 50% del espesor de la capa.

F.7.6.3.6 - *Avellanado* - La mitad de la altura de cualquier avellanado de un remache o perno debe despreciarse cuando se calcula su longitud en aplastamiento. No es necesaria ninguna reducción para remaches y pernos a cortante. La resistencia de diseño a tensión axial de un perno o remache avellanado debe tomarse como dos tercios de la de un perno o remache plano del mismo diámetro. La profundidad de avellanado no debe exceder el espesor de la parte avellanada menos 4 mm, de otro modo, el comportamiento debe demostrarse mediante ensayos.

F.7.6.3.7 - *Remaches largos* - La longitud de agarre de los remaches no debe exceder el valor de cinco veces el diámetro del agujero.

F.7.6.3.8 - *Arandelas y dispositivos de aseguramiento* - Deben usarse dispositivos de aseguramiento siempre que existan tuercas susceptibles de aflojarse debido a vibración o fluctuación de esfuerzos.

F.7.6.3.9 - *Intersecciones* - Los miembros que convergen en una unión deben ser normalmente dispuestos de modo que sus ejes centroidales se encuentren en un punto. En el caso de estructuras empernadas compuestas de ángulos y secciones en T, las líneas de colocación de los pernos pueden ser usadas en lugar del eje centroidal.

F.7.6.4 - RESISTENCIA DE DISEÑO DE REMACHES Y PERNOS INDIVIDUALES DIFERENTES DE LOS PERNOS DE ALTA RESISTENCIA A FRICCION

F.7.6.4.1 - *Esfuerzos límite* - El esfuerzo límite p_f para remaches sólidos y pernos se define como sigue:

(a) sujetadores de acero: p_f es el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado para el lote de pernos o remaches

(b) pernos y remaches de acero inoxidable: p_f es el menor de $0.5\,(f_{0.2} + f_u)$ y $1.2\,f_{0.2}$

(c) pernos y remaches de aluminio: los valores de p_f para las aleaciones de aluminio de la tabla F.7.2.3, se dan en la tabla F.7.6.1. Puede usarse, cuando esté disponible, el valor de la resistencia a cortante obtenido mediante ensayos sobre el perno o remache en la condición de como colocado. En este caso, el valor de a_s en la expresión de V_{RS} en F.7.6.4.2 debe reducirse de 0.6 a 0.33.

Tabla F.7.6.1
Esfuerzo límite para sujetadores de aluminio p_f

Tipo de sujetador	Aleación	Condición	Método de colocación	Diámetro	p_f
				mm	kgf/mm²
Pernos	6082	T6	-	menor o igual a 6	16.5
			-	6 a 12	17.5
	6061	T8	-	menor o igual a 12	17.5
	5056A	H24	-	menor o igual a 12	17.5
Remaches	5154A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	12.0
	5154A	H22	Frío	menor o igual a 25	14.0
	6082	T4	Frío	menor o igual a 25	11.0
	6082	T6	Frío	menor o igual a 25	16.5
	5056A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	14.5
	5056A	H22	Frío	menor o igual a 25	15.5

F.7.6.4.2 - *Cortante* - La resistencia de diseño (V_{RS}) de un solo remache o perno sometido a cortante simple se toma como:

$$V_{RS} = f\, a_S p_f A_{es} K_1 \qquad \textbf{(F.7-104)}$$

donde

p_f = definido en F.7.6.4.1
a_s = **0.6** para pernos y remaches de aluminio
a_s = **0.7** para pernos y remaches de acero
f = coeficiente de reducción de capacidad, igual a 0.8 para todos los pernos y remaches, esto es, aluminio, acero y acero inoxidable (véase la tabla F.7.3.1)

Para pernos:

$A_{es} = A_{tb}$ (área de esfuerzo de la parte roscada del perno), cuando el plano de corte pasa por esa área, o
$A_{es} = A_{SH}$ (área del vástago), cuando el plano de corte pasa por el vástago

Para remaches:

$A_{es} = A_h$ (área del agujero)
K_1 = **1.0** para remaches
= **0.95** para pernos de precisión
= **0.85** para pernos de holgura normal

F.7.6.4.3 - *Tensión axial* - La resistencia de diseño, P_{RT}, de un solo sujetador sometido a tensión axial se toma como

$$P_{RT} = f\, a p_f A_{tb} \qquad \textbf{(F.7-105)}$$

donde

p_f, A_{tb}, f tal como se definen en F.7.6.4.1 y F.7.6.4.2
$a = 1.0$ para pernos y remaches de acero y acero inoxidable
$a = 0.6$ para pernos de aluminio

No se recomienda el uso de remaches de aluminio a tensión.

F.7.6.4.4 - *Aplastamiento* - La resistencia efectiva de diseño al aplastamiento para un único remache o perno es igual al menor valor entre la resistencia de diseño al aplastamiento de un solo sujetador B_{RF} y la capacidad por aplastamiento de la capa conectada B_{RP}.

La resistencia de diseño al aplastamiento, B_{RF}, para un sujetador único se toma como

$$B_{RF} = f\, d_f t\, 2p_f \qquad \textbf{(F.7-106)}$$

donde

d_f = diámetro nominal del sujetador
t = espesor de la capa conectada
p_f = se define en F.7.6.4.1 para sujetadores de acero y aluminio
f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

La capacidad por aplastamiento de la capa conectada está dada por el menor valor de los siguientes:

$$B_{RP} = f\, c d_f t p_a \qquad \textbf{(F.7-107)}$$

$$B_{RP} = f\, e t p_a \qquad \textbf{(F.7-108)}$$

donde

e = distancia desde el centro de un agujero hasta el borde adyacente en la dirección del aplastamiento del sujetador
c = 2 cuando $d_f/t < 10$
= $20\, t/d_f$ cuando $10 < d_f/t < 13$
= 1.5 cuando $d_f/t > 13$
p_a = el menor valor entre $0.5\,(f_{0.2} + f_u)$ y $1.2\, f_{0.2}$ para el material de la capa conectada (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

F.7.6.4.5 - ***Cortante y tensión combinados*** **-** Cuando los pernos o remaches (excepto remaches de aluminio, véase F.7.6.4.3) están sujetos a cortante y tensión, se debe satisfacer la siguiente condición (adicionalmente a F.7.6.4.2 y F.7.6.4.3):

$$\left(\frac{P}{P_{RT}}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_{RS}}\right)^2 \le 1 \qquad \textbf{(F.7-109)}$$

donde

P = carga axial de tensión generada bajo carga mayorada
V = carga cortante generada bajo carga mayorada
P_{RT} = resistencia de diseño a tensión axial
V_{RS} = resistencia de diseño a cortante

F.7.6.5 - PERNOS DE ALTA RESISTENCIA QUE TRABAJAN POR FRICCION - En estructuras de aluminio, sólo deben usarse pernos de alta resistencia a fricción de grado general precargados. El diseño puede hacerse con base en cálculos para uniones cuando la resistencia de prueba del material de las partes conectadas exceda **23** kgf/mm^2. Si la resistencia de prueba de las partes conectadas es menor de 23 kgf/mm^2, la resistencia de las uniones usando pernos de alta resistencia a fricción de grado general debe ser determinada mediante ensayos. En estructuras de aluminio, el relajamiento de la precarga del perno debido a la tensión en el material unido no puede ignorarse.

La expansión térmica del aluminio excede la del acero y, por lo tanto, la variación en la tensión del perno debida al cambio de temperatura no puede ignorarse. Una temperatura reducida, reduce la capacidad por fricción y una temperatura incrementada, incrementa el esfuerzo a tensión en el perno y el esfuerzo de aplastamiento debajo de las arandelas. Estos efectos son significativos únicamente para cambios extremos de temperatura y longitudes grandes de agarre.

F.7.6.5.1 - ***Estado límite último (resistencia estática)*** **-** Para pernos de alta resistencia a fricción en agujeros de holgura normal, la capacidad última es la menor entre la capacidad por cortante como se determina en F.7.6.4.2 y la capacidad por aplastamiento como se determina en F.7.6.4.4.

F.7.6.5.2 - *Estado límite de servicio (deformación)* - El estado límite de servicio para una conexión hecha con pernos de alta resistencia a fricción se alcanza cuando la carga cortante aplicada a cualquier perno iguala su capacidad por fricción determinada en F.7.6.5.3. Para la revisión del estado límite de servicio, **###**$_s = 1.2$.

F.7.6.5.3 - *Capacidad por fricción* - La resistencia de diseño al cortante depende de la capacidad por fricción del perno de alta resistencia, dicha capacidad por fricción (F_c) está dada por lo siguiente:

$$F_c = \frac{P_p m_s N_F}{g_s} \qquad \textbf{(F.7-110)}$$

donde

P_p = carga de preesfuerzo (véase F.7.6.5.4)
m_s = coeficiente de deslizamiento (véase F.7.6.5.5)
g_s = 1.33 si el valor de m_s se toma como 0.33
g_s = 1.1 si el valor de m_s se encuentra en ensayos
N_F = número de interfaces de fricción

F.7.6.5.4 - *Preesfuerzo* - La carga de preesfuerzo para un perno de alta resistencia a fricción se debe tomar como se indica enseguida:

$$P_p = P_o - 0.9 S_{tb} \qquad \textbf{(F.7-111)}$$

donde

P_o = carga de prueba del perno
S_{tb} = carga de tensión externa aplicada en la dirección axial del perno (si la hay)

F.7.6.5.5 - *Coeficiente de deslizamiento* - Cuando todas las partes conectadas son de aleación de aluminio y las interfaces de fricción han sido tratadas para asegurar propiedades de fricción consistentes por medio de chorro de arena de óxido de aluminio G38, se puede suponer un valor **###**$_s = 0.33$ siempre y cuando el espesor total de las partes conectadas exceda el diámetro del perno y el esfuerzo en el área bruta de las partes no exceda $0.6\ f_{0.2}$ (donde $f_{0.2}$ es la resistencia de prueba a tensión del 2% para el material de la lámina)

Si una o más de las condiciones anteriores no se obedece, m_s debe determinarse a partir de ensayos.

El número de pernos necesario para obtener la capacidad por fricción que satisfaga F.7.6.5.2, cuando se toma $m_s = 0.33$, puede ser mayor que el número requerido para satisfacer el estado límite último (véase F.7.6.5.1). En tales casos, puede ser ventajoso desarrollar un tratamiento de superficie para las interfaces que incremente el factor de deslizamiento.

F.7.6.6 - UNIONES CON PASADORES - En una unión con pasador, las partes están conectadas por un solo pasador que permite la rotación. No hay carga axial en el pasador y, por lo tanto, no hay acción de mordaza sobre las partes conectadas. Los pasadores pueden no estar sometidos a cortante simple, así uno de los miembros a ser unidos debe tener un extremo en horquilla o abrazadera. El sistema de sujeción del pasador, por ejemplo una presilla de resorte, debe diseñarse para soportar una carga lateral igual al 10% de la fuerza cortante total en el pasador.

F.7.6.6.1 - *Pasadores sólidos* - Se deben considerar los esfuerzos de flexión en los pasadores y para ésto se toma una luz efectiva igual a la distancia entre centros de apoyos. Sin embargo, si las platinas de apoyo tienen un espesor mayor que la mitad del diámetro del pasador, se puede considerar la variación de la presión de aplastamiento a través del espesor de la platina al determinar la luz efectiva.

Si el pasador debe ser removido para desmantelar la estructura y reinsertado para reensamblarla, la sección transversal del pasador debe revisarse para un límite de servicio asociado con el límite de comportamiento elástico. Los siguientes esfuerzos no deben ser excedidos bajo carga mayorada:

(a) esfuerzo cortante promedio en el pasador $f\ 0.6\ p_a$ **(F.7-112)**

(b) esfuerzo de flexión en el pasador $f\ 1.2\ p_a$ **(F.7-113)**

donde

p_a = definido para pasadores de acero y de aluminio en F.7.6.4.1

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

Si el pasador estará instalado permanentemente, se puede suponer una distribución plástica completa del esfuerzo de flexión bajo la carga mayorada de diseño.

F.7.6.6.2 - *Miembros conectados por pasadores* - Las siguientes reglas no deben ser usadas cuando la línea de acción de la carga está en otra dirección diferente a la del flujo del grano en las partes conectadas.

El área neta a través del agujero del pasador, normal al eje de un miembro a tensión conectado por un pasador, debe ser al menos $1.33\ Pf/p_a$ y el espesor del miembro conectado debe ser por lo menos $Pf/1.6p_a d_f$ para instalaciones permanentes o, $Pf/1.4p_a d_f$ para instalaciones desmontables,

donde

P = carga axial mayorada

p_a = definido en F.7.4.2 para el material del miembro conectado

d_f = diámetro del pasador

f = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

El área neta de cualquier sección a cada lado del eje del miembro, medida a un ángulo de 45### o menos con el eje del miembro, debe ser por lo menos $0.9Pg_m/p_a$.

El ancho neto de la platina de apoyo en el agujero del pasador, medido normal al eje del miembro, no debe exceder ocho veces el espesor de la platina de apoyo.

El diámetro del agujero del pasador no debe exceder el diámetro del pasador en más del 5%.

Las platinas de los pasadores, y cualquier conexión entre ellas y el miembro, deben diseñarse para soportar una parte de la carga axial total proporcional a la parte correspondiente a la platina del área total de apoyo del pasador.

F.7.6.7 - UNIONES SOLDADAS - La guía de diseño dada aquí se aplica únicamente a soldaduras hechas usando las combinaciones recomendadas de material base y de aporte dadas en la tabla F.7.2.8.

La versatilidad de la soldadura permite que las uniones entre miembros se hagan en formas diferentes. Para seleccionar el tipo de unión a usar, el diseñador debe considerar lo siguiente:

(a) el efecto de la unión sobre la resistencia estática del miembro (véase F.7.4.4)

(b) el efecto de la unión sobre la resistencia a la fatiga del miembro (véase F.7.7)

(c) la reducción de la concentración de esfuerzos mediante una apropiada selección de detalles

(d) la selección del detalle que permita que se hagan buenas soldaduras que se puedan inspeccionar adecuadamente

(e) la selección del detalle que evite la corrosión general y la local debida a hendiduras

(f) los efectos de distorsión causada por la soldadura

F.7.6.7.1 - *Efecto de la soldadura en la resistencia estática* - La soldadura puede afectar la resistencia del material base en la vecindad de la soldadura, como se describe en detalle en F.7.4. En aleaciones no tratadas en caliente en la condición O ó F, el efecto de ablandamiento es insignificante y los efectos de la zona afectada por el calor pueden ignorarse. La unión es por lo tanto tan fuerte como el material base no soldado. La soldadura reduce la resistencia en las aleaciones tratadas en caliente, en la mayoría de las condiciones de tratamiento en caliente (series 6*** y 7***), y en las aleaciones no tratadas en caliente en cualquier condición de endurecimiento por trabajo (serie 5***). Para excepciones a esta regla general véase la tabla F.7.4.5, $k_z = 1$.

En miembros fabricados con un material que sufre reducción de resistencia, la soldadura debe ser preferiblemente paralela a la dirección de la carga aplicada. En lo posible se deben evitar las soldaduras transversales a la carga aplicada o colocarlas en regiones de bajo esfuerzo. Esta recomendación incluye los accesorios soldados estén o no requeridos para transmitir carga del miembro.

F.7.6.7.2 - *Efecto de la soldadura en la resistencia a la fatiga* - La resistencia a la fatiga de una unión depende de la severidad de la concentración de esfuerzos que puede generarse por la geometría general de la unión o por la geometría local de la soldadura. Las clasificaciones por fatiga de detalles de unión comúnmente usados se encuentran en F.7.7.3. La clasificación por fatiga puede usarse para seleccionar el detalle apropiado para la aplicación que brinde la mejor resistencia a la fatiga.

F.7.6.7.3 - *Corrosión* - Las uniones deben detallarse de modo que se eviten cavidades o hendiduras inaccesibles que puedan retener humedad o suciedad. Cuando dichas cavidades sean inevitables, deben sellarse con soldadura o compuestos protectores, o hacerlas accesibles para su inspección y mantenimiento.

F.7.6.7.4 - *Preparaciones de los bordes* - Las preparaciones de los bordes para uniones soldadas a tope o de filete, incluyendo el uso de platinas de respaldo permanentes o temporales deberán cumplir con las normas pertinentes (por ejemplo las normas inglesas BS 3019 parte 1 y BS 3571 parte 1). La preparación real debe ser aprobada como parte del procedimiento de soldadura.

F.7.6.7.5 - *Distorsión* - Cada soldadura causa encogimiento y distorsión, y sus efectos son más marcados en la construcción con aluminio que en las estructuras de acero. El encogimiento y la distorsión deben ser compensados o balanceados para mantener la forma y dimensión deseadas en la estructura terminada. El diseñador debe consultar al fabricante, en una fase temprana del diseño, sobre el método de soldadura, la distorsión y aspectos relacionados tales como secuencias de soldadura y uso de prensas.

F.7.6.7.6 - *Información dada al fabricante* - Se deben suministrar planos y especificaciones dando la siguiente información acerca de cada soldadura:

(a) material base y de aportación

(b) dimensiones de la soldadura

(c) preparación de borde y posición de soldadura

(d) proceso de soldadura

(e) requisitos especiales tales como uniformidad del perfil de soldadura, precalentamiento y temperatura entre pasadas.

(f) requisitos de control de calidad para:

- **(1)** aprobación del procedimiento de soldadura
- **(2)** aprobación del soldador
- **(3)** clase de calidad de soldadura (véanse las notas 1 a 3)
- **(4)** niveles de inspección de uniones soldadas
- **(5)** niveles de aceptación para calidad de soldadura
- **(6)** procedimiento de reparación de soldadura

NOTA 1. Cuando no se especifica la clase de calidad de soldadura en los planos, se supone calidad “normal”.

NOTA 2. Cuando las acciones bajo carga mayorada no superan un tercio de la resistencia de diseño del miembro o de la unión, por ejemplo puede gobernar la rigidez, se acepta una calidad y un grado de inspección inferiores. Esto se aplica tanto a la resistencia estática como a la resistencia a la fatiga. En este caso se puede especificar un nivel “mínimo” de calidad.

NOTA 3. Cuando las uniones se diseñan sobre los requisitos de resistencia a la fatiga, consulte F.7.7.8.5.

F.7.6.7.7 - *Soldaduras a tope* - Soldaduras de penetración parcial en un solo lado y soldaduras a tope intermitentes no se deben usar para transmitir fuerzas de tensión, ni para transmitir un momento flector respecto al eje longitudinal de la soldadura.

El espesor de garganta efectivo de una soldadura a tope de penetración parcial (véanse las figuras F.7.6.1 (b) y (c) debe tomarse como:

(a) la profundidad de la preparación de la soldadura cuando ésta es del tipo J o U

(b) la profundidad de la preparación de la soldadura menos 3 mm o el 25%, lo que sea menor, cuando es del tipo V o biselada

También es posible determinar el espesor de garganta por tanteos. Si se hace ésto, el espesor de la garganta no debe tomarse mayor que la penetración consistentemente lograda, ignorando el refuerzo de la soldadura. Se puede suponer penetración total en una soldadura a tope por un solo lado si se usa una platina de respaldo. Se puede tener en cuenta una soldadura de filete superpuesta en una unión en T.

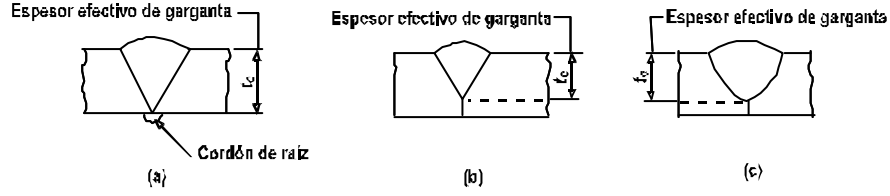
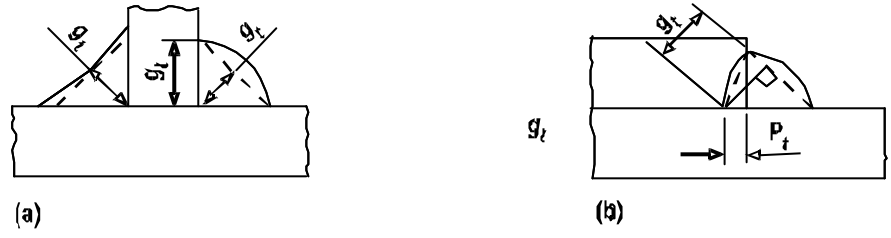


Figura F.7.6.1
Garganta efectiva de soldaduras a tope



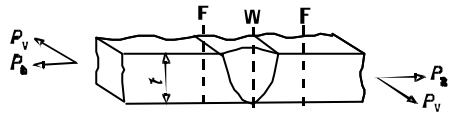
g_r : longitud de la garganta de la soldadura
g_t : longitud del lado de la soldadura
p_t : penetración

Figura F.7.6.2
Garganta efectiva de soldaduras de filete

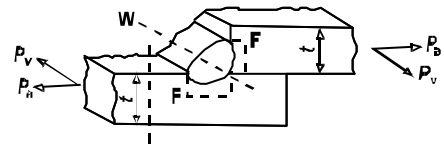
F.7.6.7.8 - *Soldaduras de filete* - Soldaduras de filete en un solo lado no deben usarse para transmitir momentos respecto de sus propios ejes. Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes sólo si la distancia entre los extremos de soldaduras adyacentes, en línea o escalonadas sobre lados alternos de la pieza, no excede lo menor de lo siguiente:

(a) 10 veces el espesor del material base más delgado o 300 mm, si está a compresión o cortante

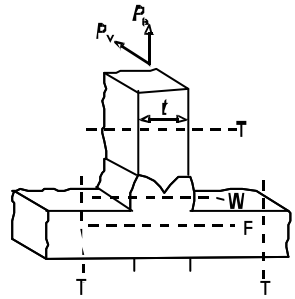
(b) 24 veces ese espesor o 300 mm, si está a tensión



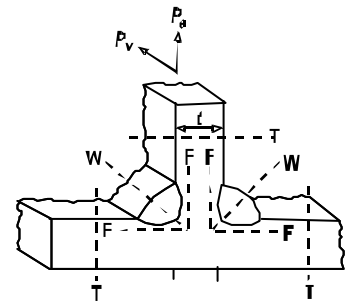
(a) Soldadura a tope en línea



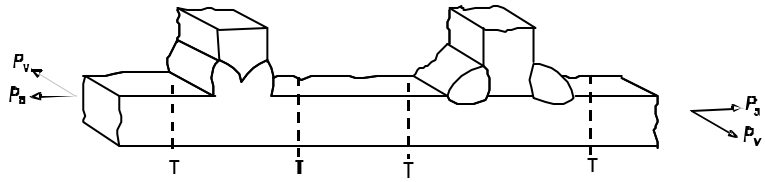
(b) Soldadura de filete traslapada



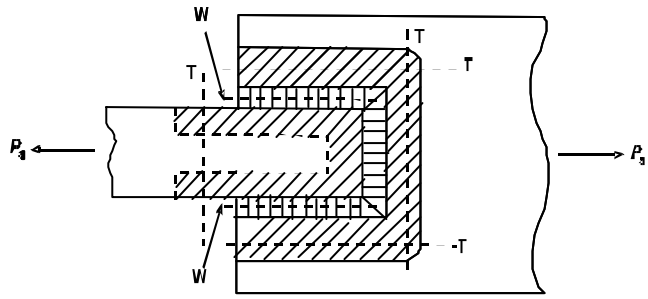
(c) Soldadura a tope en T



(d) Soldadura de filete en T



(e) Soldadura a tope en T y soldadura de filete en T



(f) Líneas de falla potencial mostradas en una vista en planta de un extremo de la unión.

Convenciones: (véanse las figuras F.7.6.1 y F.7.6.2)

W : metal de aporte

F : zona afectada por el calor (frontera de fusión)

T : zona afectada por el calor (borde)

el ancho de la zona es **t** para filetes

___ _ ___ _ es el plano de la falla

soldadura a tope : el plano es igual al espesor de la lámina

soldadura de filete : el ancho del plano es el ancho de la longitud del lado de la soldadura

El área sombreada es la zona afectada por el calor

Figura F.7.6.3

Planos de falla para revisión estática de uniones soldadas

En una línea de soldaduras intermitentes debe haber una soldadura en cada extremo de la pieza conectada.

La resistencia de diseño de una unión con soldadura de filete se da en F.7.6.9.2.

Una soldadura de filete debe ser continua alrededor de la esquina en el extremo o lado de una pieza, con una longitud más allá de la esquina de no menos dos veces la longitud del lado de la soldadura. Véase el literal (f) de F.7.4.4.3 para el efecto de traslapar zonas afectadas por el calor.

Si se usan dos soldaduras de filete longitudinales solas en una conexión de extremo traslapada, la longitud de cada una no debe ser menor que la distancia entre ellas.

La garganta de una soldadura de filete (g_t), véase la figura F.7.6.2 (a), es la altura de un triángulo que puede ser inscrito dentro de la soldadura y medida perpendicular a su lado exterior. Excepcionalmente, la garganta de una soldadura de filete puede ser tomada incluyendo cualquier penetración especificada, p_t, siempre que los tanteos demuestren satisfactoriamente al diseñador que dicha penetración puede ser lograda consistentemente. Se puede suponer una garganta grande si los tanteos durante el procedimiento muestran que la penetración necesaria más allá de la raíz nominal puede ser consistentemente obtenida, por ejemplo, mediante soldadura automática (véase la figura F.7.6.2 (b)).

El área efectiva de una soldadura de filete es su dimensión de garganta (g_t) multiplicada por su longitud efectiva, excepto que, para soldaduras de filete en agujeros o ranuras, el área efectiva no debe ser mayor que el área del agujero o ranura. La longitud efectiva se define en F.7.6.9.2.

F.7.6.8 - RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS - En el diseño de uniones soldadas se deben considerar la resistencia del metal de aporte y la resistencia del material en la zona afectada por el calor adyacente a la frontera de fusión de la soldadura (véase F.7.4.4 y la figura F.7.6.3). Los esfuerzos límites para el material de la zona afectada por el calor se tratan en F.7.6.9. La capacidad de deformación de la unión se mejora cuando la resistencia de diseño de la soldadura es mayor que la del material adyacente en la zona afectada por el calor.

F.7.6.8.1 - *Grupos de soldaduras* - Una unión soldada consistente de un grupo de soldaduras debe diseñarse sobre la base de una distribución realista de esfuerzos entre las soldaduras relacionada con su rigidez relativa. es esencial mantener el equilibrio con las cargas externas mayoradas.

F.7.6.8.2 - *Esfuerzo límite del metal de aporte* - El alambre de metal de aportación para uso en construcción soldada debe ser escogido de acuerdo con la tabla F.7.2.8.

Los valores del esfuerzo límite del metal de aporte p_w (en kgf/mm²) para las combinaciones permitidas de material base y de aportación mostradas en la tabla F.7.2.8, se dan en la tabla F.7.6.2.

Tabla F.7.6.2
Esfuerzos límite del metal de aporte p_w

Material base								
Aleaciones no tratadas en caliente						Aleaciones tratadas en caliente		
1200	3103 3105	5251	5454	5154A	5083	6063	6061 6082	7020
kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²	kgf/mm²
5.5	8.0	20.0	19.0	21.0	24.5	15.0	19.0	25.5

NOTA. Cuando se usan materiales base disímiles, se debe tomar el menor de los esfuerzos límite para el material de aporte. Si la soldadura se hace con materiales base no incluidos en la tabla F.7.6.2 o en el apéndice F.7.C, el valor del esfuerzo límite del material de aporte se debe obtener experimentalmente.

F.7.6.8.3 - *Esfuerzo límite en la zona afectada por el calor* - Los esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} para el material en la zona afectada por el calor se dan en la tabla F.7.6.3, donde p_{az} y p_{vz} son, respectivamente, el esfuerzo límite directo y de cortante.

Pueden necesitarse valores más altos de esfuerzo límite para materiales de aporte particulares (véase apéndice F.7.C).

Tabla F.7.6.3
Esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} en la zona afectada por el calor

Aleaciones no tratadas en caliente (nota 1)			Aleaciones tratadas en caliente			
Aleación base	p_{az} kgf/mm²	p_{vz} kgf/mm²	Aleación base	Condición	p_{az} kgf/mm²	p_{vz} kgf/mm²
1200	2.5	1.5	6061	T6	14.5	8.5
3103	3.5	2.0	6063	T4	8.5	5.0
3015	4.0	2.5		T5	9.5	5.5
5083	15.0	9.0		T6	9.5	5.5
5154A	10.0	6.0	6082	T4	14.0	8.5
5251	7.0	4.0		T6	15.0	9.0
5454	9.5	5.5	7020	T4	17,0(A)	10.0
				T4	21,0(B)	12.5
				T6	18,0(A)	11.0
				T6	24,0(B)	14.5
					(nota 2)	

NOTA 1. Se suministran todas las condiciones (véase la tabla F.7.4.5).
NOTA 2. Refiérase al literal (b) de F.7.4.4.2 para ver la aplicabilidad de los valores A y B para el material 7020.

F.7.6.9 - RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS

F.7.6.9.1 - *Metal de soldadura a tope* - Una soldadura a tope sometida a cortante y carga axial debe proporcionarse de modo que:

$$\left(s_1^2 + 3t_2^2\right)^{1/2} \pounds\ f\ p_w \qquad \textbf{(F.7-114)}$$

donde

s_1 = esfuerzo normal perpendicular a la sección de la garganta bajo carga mayorada
t_2 = esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de la garganta paralela al eje de la soldadura bajo carga mayorada
p_w = esfuerzo límite del metal de aporte (véase F.7.6.8.2)
f = coeficiente de reducción de capacidad para el metal de aporte (véase la tabla F.7.3.1)

Para una soldadura a tope con una carga de tensión oblicua (véase la figura F.7.6.4), la resistencia de diseño P_{RB} está dada por:

$$P_{RB} = f\ p_w l_e t_e \left(1 + 2\cos^2 q\right)^{-1/2} \qquad \textbf{(F.7-115)}$$

donde
l_e = longitud efectiva de la soldadura

La longitud efectiva de la soldadura es la longitud total de la soldadura cuando se evitan las imperfecciones en los extremos mediante el uso de platinas de arranque y terminación. De otro modo, es la longitud total menos dos veces el ancho de soldadura (véase la figura F.7.6.4).

t_e = espesor de garganta efectivo de la soldadura (véase F.7.6.7.7)
q = ángulo entre la línea de la soldadura a tope y la línea de acción de la carga externa (véase la figura F.7.6.4)

El esfuerzo de diseño del metal de aporte a compresión puede ser tomado igual al de tensión, excepto cuando pueda ocurrir pandeo.

Cuando el material base es de diferente espesor en cada lado de la soldadura, se debe investigar la posibilidad de un efecto de concentración de esfuerzos.

Cuando la soldadura está sometida a flexión en su plano, la resistencia de diseño por unidad de longitud puede encontrarse omitiendo $\mathbf{l_e}$ en la expresión para $\mathbf{P_{RB}}$.

Para una unión sin fuerzas de cortante externas y con la línea de la soldadura a tope perpendicular a la línea de acción de la carga externa, $\mathbf{q=90°}$, $\mathbf{t_2=0}$ y la resistencia de diseño será:

$$\mathbf{P_{RB} = f\, p_w l_e t_e} \qquad \textbf{(F.7-116)}$$

Para una fuerza cortante externa paralela a la línea de la soldadura a tope, la resistencia de diseño será:

$$\mathbf{P_{RB} = f\, \frac{p_w l_e t_e}{\sqrt{3}}} \qquad \textbf{(F.7-117)}$$

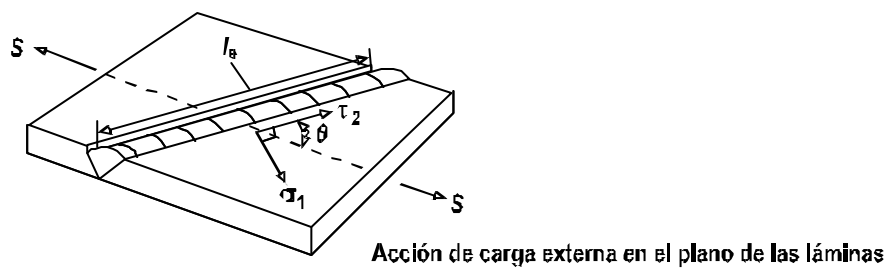


Figura F.7.6.4
Diseño de soldadura a tope

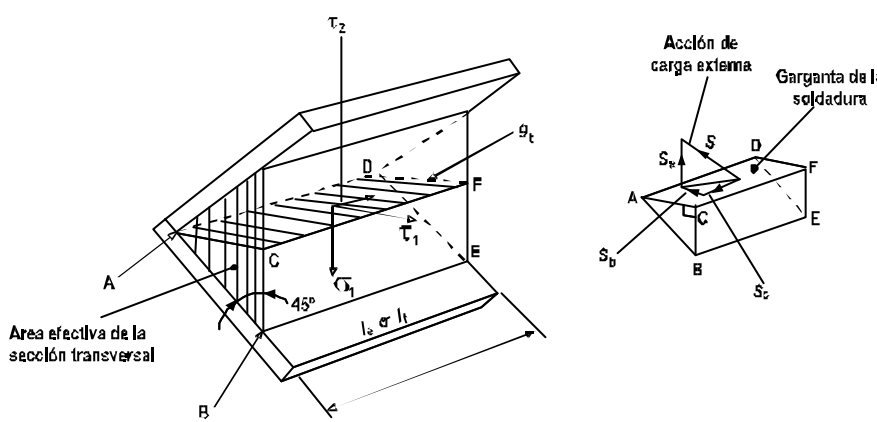
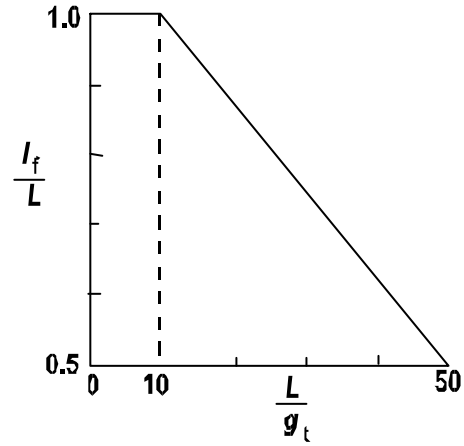


Figura F.7.6.5
Diseño de soldadura de filete



NOTA: Esta figura sólo se aplica si $L/g_t < 50$

Figura F.7.6.6
Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales

F.7.6.9.2 - *Metal de soldadura de filete* - Una soldadura de filete debe proporcionarse de modo que se satisfaga la siguiente expresión:

$$\left[s_1^2 + 3\left(t_1^2 + t_2^2\right)\right]^{1/2} \leq f\, 0.85 p_w \qquad \textbf{(F.7-118)}$$

donde

p_w, s_1, g_2, f definidos en F.7.6.9.1

t_1 = esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de garganta perpendicular al eje de la soldadura

La relación entre s_1, t_1 y t_2 está gobernada por la dirección de la acción de carga externa, S, en el sitio de la soldadura (véase la figura F.7.6.5).

Para una soldadura de filete transversal simple (carga aplicada perpendicularmente a la longitud de la soldadura), $s_1 = t_1$, $t_2 = 0$ y la resistencia de diseño se obtiene como sigue:

$$P_{RF} = f\,\frac{0.85 p_w l_e g_t}{\sqrt{2}} \qquad \textbf{(F.7-119)}$$

donde l_e es la longitud efectiva de la soldadura (igual que en soldaduras a tope).

Para una soldadura de filete longitudinal simple (carga aplicada paralelamente a la longitud de la soldadura), $s_1 = t_1 = 0$ y la resistencia de diseño depende sólo de g_2:

$$P_{RF} = f\,\frac{0.85 p_w l_f g_t}{\sqrt{3}} \qquad \textbf{(F.7-120)}$$

donde l_f es la longitud efectiva de la soldadura de filete.

El valor de l_f está influenciado por la longitud total de la soldadura, como se indica en la figura F.7.6.6, la que da una guía sobre la variación de l_f con L, donde L es la longitud total de soldadura. La figura F.7.6.6 se basa en resultados experimentales.

Cuando la distribución de esfuerzos a lo largo de la soldadura corresponde a la del material base adyacente como, por ejemplo, en el caso de una soldadura que conecta la aleta y el alma de una viga ensamblada, la

longitud efectiva se toma como si fuera una soldadura a tope. Si la soldadura está sometida a flexión en su plano, la resistencia de diseño por unidad de longitud puede ser encontrada omitiendo l_e o l_f en la expresión de P_{RF}.

F.7.6.9.3 - *Zonas afectadas por el calor* - La resistencia de diseño de una zona afectada por el calor adyacente a una soldadura (véanse las figuras F.7.6.1, F.7.6.2 y F.7.6.3) está dada por:

(a) fuerza de tensión directa normal al plano de falla (véase la figura F.7.6.3):

(1) soldadura a tope:

$$P_{RFB} = f\, p_{az} L t_e \quad \text{(en la frontera de fusión)} \qquad \textbf{(F.7-121)}$$

$$P_{RTB} = f\, p_{az} L t \quad \text{(en el borde de la soldadura, véase la figura F.7.6.3)} \qquad \textbf{(F.7-122)}$$

donde

P_{RFB} y P_{RTB} = resistencias directas de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura a tope

p_{az} = esfuerzo directo límite en la zona afectada por el calor

L = longitud total de la soldadura

(2) soldadura de filete:

$$P_{RFF} = f\, p_{az} L g_1 \quad \text{(en la frontera de fusión)} \qquad \textbf{(F.7-123)}$$

$$P_{RTF} = f\, p_{az} L t \quad \text{(en el borde de la soldadura, véase la figura F.7.6.3 y F.7.6.9.3 (d))} \qquad \textbf{(F.7-124)}$$

donde

P_{RFF} , P_{RTF} = resistencias directas de diseño de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura de filete

(b) Fuerza cortante en el plano de falla:

(1) soldadura a tope:

$$V_{RFB} = f\, p_{vz} L t \quad \text{(en la frontera de fusión)} \qquad \textbf{(F.7-125)}$$

$$V_{RTB} = f\, p_{vz} L t \quad \text{(en el borde de la soldadura, véase la figura F.7.6.3)} \qquad \textbf{(F.7-126)}$$

donde

V_{RFB} , V_{RTB} = resistencias de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura a tope

(2) soldadura de filete:

$$V_{RFF} = f\, p_{vz} L g_1 \quad \text{(en la frontera de fusión)} \qquad \textbf{(F.7-127)}$$

$$V_{RTF} = f\, p_{vz} L t \quad \text{(en el borde de la soldadura, véase la figura F.7.6.3 y F.7.6.9.3 (d))} \qquad \textbf{(F.7-128)}$$

donde

V_{RFF} , V_{RTF} = resistencias de diseño a cortante de la zona afectada por el calor adyacente a una soldadura de filete

(c) cuando hay una combinación de cortante y fuerza directa sobre la zona afectada por el calor, estas fuerzas deben limitarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{S_a}{P_{RZ}}\right)^2 + \left(\frac{S_b}{V_{RZ}}\right)^2 \leq 1 \qquad \textbf{(F.7-129)}$$

donde

S_a , S_b = acciones de carga externas de cargas mayoradas directa y cortante, sobre la zona afectada por el calor

P_{RZ} , V_{RZ} = resistencias de diseño de carga directa y cortante de la zona afectada por el calor

(d) Cuando se revisa la resistencia de diseño de una soldadura de filete en el borde de la soldadura, se debe tener en cuenta que, para secciones más gruesas, la zona afectada por el calor no se extiende en todo el espesor y debe tomarse un valor de t más pequeño (véase la figura F.7.4.6 (i) y el literal (a) de F.7.4.4.3).

(e) Cuando el plano de falla está sometido a flexión en su plano, la resistencia de diseño puede expresarse en términos de resistencia por unidad de longitud, omitiendo L en las anteriores ecuaciones.

(f) Cuando el plano de falla está sometido a flexión en su plano y cortante, la resistencia de diseño por unidad de longitud debe reducirse para tener en cuenta los efectos combinados de cortante y esfuerzo directo (véase F.7.6.9.3 (c)).

F.7.6.10 - UNIONES PEGADAS

F.7.6.10.1 - *Generalidades* - Se pueden lograr uniones estructurales en aluminio utilizando adhesivos. El procedimiento requiere una técnica experta y debe ser usado con gran cuidado. Siempre se requerirá contar con el aval del Comité Permanente del Reglamento.

Las uniones pegadas son apropiadas para soportar cargas de cortante pero no deben ser usadas a tensión o cuando la carga pueda causar descascaramiento u otras fuerzas que traten de abrir la unión.

Las cargas deben estar soportadas por un área tan grande como sea posible. Incrementando el ancho de las uniones usualmente se incrementa la tasa pro-resistencia. Incrementar la longitud sólo es benéfico para traslapos muy cortos.

El comportamiento de uniones pegadas grandes puede mejorarse reduciendo los esfuerzos por descascaramiento y separación en capas y reduciendo las concentraciones de esfuerzo en el extremo de los traslapos. Es útil redondear los extremos de los traslapos e introducir piezas de compensación.

Las uniones pegadas deben tener soporte adicional después de ensambladas durante un período necesario para permitir el desarrollo de la resistencia óptima del adhesivo. Se deben evitar las bolsas de aire atrapado.

Hay muchos adhesivos disponibles siendo, generalmente, cada uno apropiado para un solo rango específico de aplicaciones y condiciones de servicio. Las cualidades del adhesivo en todo lo que respecta a su uso en una estructura particular durante su vida, deben ser demostradas a satisfacción por el diseñador, quien debe asesorarse de especialistas durante todas las fases del diseño y la construcción.

La especificación de un sistema de unión debe comprender la preparación de las superficies a adherir, el adhesivo, los procesos de aplicación y curado y debe ser seguida estrictamente ya que cualquier variación en cualquier paso puede afectar severamente el comportamiento de la unión.

F.7.6.10.2 - *Resistencia de diseño* - La resistencia de diseño de una unión pegada está influenciada por los siguientes factores:

(a) los procedimientos de preparación de la superficie antes de pegar
(b) la dirección de los esfuerzos en la unión
(c) el tamaño y la forma de los componentes a unir
(d) el espesor de la línea de pegante
(e) los procedimientos de ensamblaje y curado
(f) la temperatura y el ambiente de servicio

(g) la vida de diseño

A menos que se disponga de datos de ensayos válidos, la resistencia de la unión debe establecerse experimentalmente. Generalmente, se deben hacer uniones de muestra a escala natural usando los mismos procedimientos de fabricación empleados en las uniones reales. La prueba debe realizarse con una construcción similar de la unión y con una carga como la que soporta la estructura real. Se deben hacer, como mínimo, cinco ensayos para establecer la media y la desviación estándar de las cargas de falla. La resistencia de diseño de una unión pegada, $\mathbf{P_{RG}}$, está entonces dada por:

$$\mathbf{P_{RG} = f(R_m - 2S_d)} \qquad \textbf{(F.7-130)}$$

donde

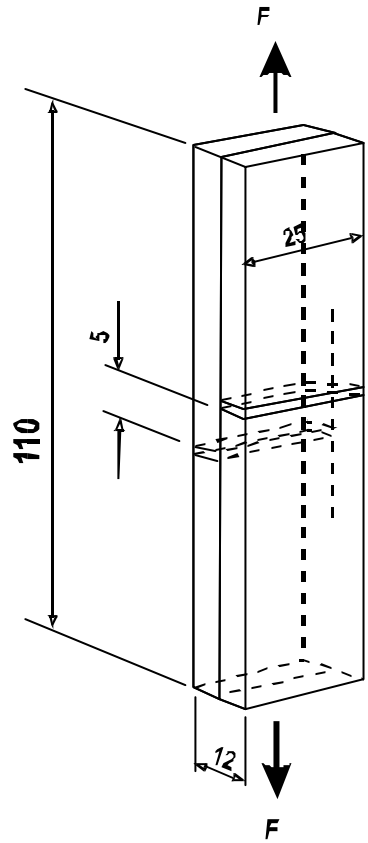
$\mathbf{R_m}$ = media de las cargas de falla

$\mathbf{S_d}$ = desviación estándar de las cargas de falla

$\mathbf{f}$ = coeficiente de reducción de capacidad para uniones pegadas (véase la tabla F.7.3.1), es igual a 0.3

El factor $\mathbf{f}$ debe incrementarse con relación a la pérdida de calidad de desempeño del adhesivo en condiciones extremas de temperatura y ambiente de operación.

F.7.6.10.3 - *Ensayos* - Los datos de ensayos del fabricante pueden ser usados como los valores más optimistas para el diseño inicial. Generalmente, estos datos son dados para probetas de ensayo al corte unidas con una capa gruesa de adhesivo tal como se muestra en la figura F.7.6.7. Cuando sólo están citadas las resistencias medias, $\mathbf{S_d}$ debe tomarse como $\mathbf{0.1\ R_m}$.



Todas las dimensiones están en milímetros

Figura F.7.6.7
Ensayo de corte con capa gruesa de adhesivo

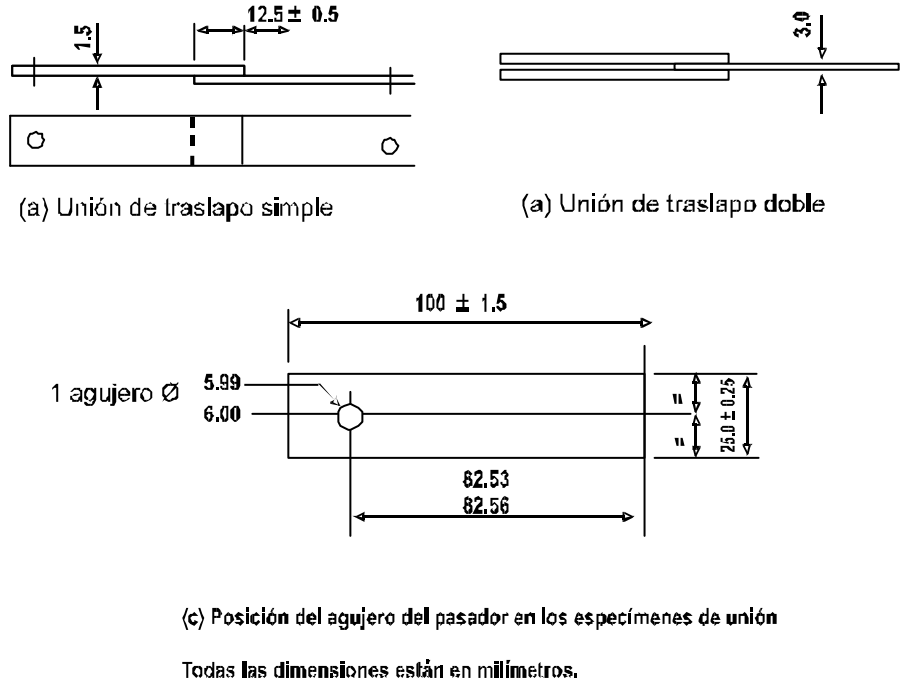


Figura F.7.6.8
Especímenes de ensayo de lámina delgada

Los ensayos con láminas delgadas traslapadas (como los descritos en la norma inglesa BS 5350: Parte C5) pueden usarse con el propósito de hacer comparaciones, estudios de durabilidad, determinar el tratamiento de la superficie, condiciones de curado, etc. Los valores de la resistencia serán bajos debido a la tendencia de esta unión a descascararse y serán conservadores si se usan para cálculos de diseño estructural (véase la figura F.7.6.8).

F.7.7 - FATIGA

F.7.7.1 - GENERALIDADES - Esta sección contiene condiciones específicas para la valoración de la fatiga. Los datos se aplican a elementos formados con extrusiones, planchas, láminas delgadas y tiras, no deben usarse para piezas coladas o forjadas en caliente. Los diseñadores que deseen emplear piezas coladas o forjadas en caliente bajo condiciones de fatiga, deberán consultar con los fabricantes y seguir un procedimiento apropiado expedido por entidades de reconocida autoridad.

Esta sección da recomendaciones para la evaluación analítica. Como los datos suministrados pueden no ser adecuados para todas las aplicaciones, en este caso, se pueden obtener datos adicionales mediante ensayos (Véase F.7.8). Los datos obtenidos de acuerdo con F.7.8 pueden usarse sustituyendo los datos de diseño dados en F.7.7.

F.7.7.1.1 - *Influencia de la fatiga en el diseño* - Las estructuras sujetas a cargas de servicio fluctuantes pueden resultar propensas a fallar por fatiga. El grado de cumplimiento con los criterios de estado límite estático dados en F.7.3 y F.7.4 puede no ser suficiente para controlar el riesgo de falla por fatiga.

Es necesario establecer, tan pronto como sea posible, el límite para el cual la fatiga controla el diseño. Para hacer ésto, los siguientes factores son importantes.

(a) Debe existir una predicción exacta de la secuencia de carga de servicio completa a lo largo de la vida de diseño.

(b) Debe estimarse con exactitud la respuesta elástica de la estructura bajo esas cargas.

(c) El diseño de detalles, los métodos de fabricación y el grado de control de calidad pueden tener una gran influencia en la resistencia a la fatiga y se deben definir con mayor precisión que como se requiere para

miembros estáticamente controlados. Esto puede tener una influencia significativa sobre los costos de diseño y construcción.

F.7.7.1.2 - *Mecanismo de falla* - La falla por fatiga usualmente se inicia en un punto de alta concentración de esfuerzo, particularmente donde existen discontinuidades repentinas. Las grietas de fatiga se extienden incrementalmente bajo la acción del cambio cíclico de esfuerzos. Normalmente, permanecen estables bajo carga constante. La falla última ocurre cuando la sección transversal restante es insuficiente para soportar la carga pico de tensión aplicada en todas partes.

Las grietas de fatiga se propagan, aproximadamente en ángulos rectos, en la dirección del rango máximo de esfuerzo principal. La tasa de propagación es proporcional a, por lo menos, la tercera potencia del producto del rango de esfuerzo y la raíz cuadrada de la longitud total de la grieta. Por esta razón, el crecimiento de las grietas es lento en las fases tempranas y las grietas por fatiga tienden a ser poco llamativas durante la mayor parte de su vida. Esto puede generar problemas para su detección durante el servicio.

F.7.7.1.3 - *Sitios potenciales para grietas de fatiga* - Los sitios de inicio más comunes para grietas de fatiga son los siguientes:

(a) bordes y raíces de soldaduras de fusión

(b) esquinas acabadas a máquina y agujeros taladrados

(c) superficies bajo alta presión de contacto (desgaste)

(d) raíces de roscas de conectores

F.7.7.1.4 - *Condiciones de susceptibilidad a la fatiga* - Las principales condiciones que afectan el comportamiento ante fatiga son las siguientes:

(a) Relación alta entre carga dinámica y carga estática. Las estructuras móviles o de levante, tales como vehículos de transporte terrestre o marino, grúas, etc, son más propensas a problemas de fatiga que las estructuras fijas, a menos que estas últimas soporten predominantemente cargas móviles, como en el caso de puentes.

(b) Frecuentes aplicaciones de carga. Esto tiene como resultado un alto número de ciclos durante la vida de diseño. Las estructuras esbeltas y los miembros con bajas frecuencias naturales están particularmente predispuestos a resonancia y, por consiguiente, a magnificación del esfuerzo dinámico, aunque los esfuerzos estáticos de diseño son bajos. Las estructuras sometidas predominantemente a cargas de fluidos tales como el viento y las estructuras que soportan maquinaria, deben ser revisadas cuidadosamente para efectos de resonancia.

(c) Uso de soldadura. Algunos detalles soldados comúnmente usados tienen baja resistencia a la fatiga. Esto es aplicable no sólo a uniones entre miembros sino también a cualquier accesorio de un miembro cargado, sea o no considerada la conexión resultante como estructural.

(d) Complejidad del detalle de la unión. Las uniones complejas frecuentemente conllevan altas concentraciones de esfuerzos debidas a variaciones locales de rigidez en el camino de la carga. Mientras que ésto puede tener poco efecto en la capacidad estática última de la unión, puede tener un efecto severo en la resistencia a la fatiga. Si la fatiga es dominante, la forma de la sección transversal del miembro debe ser seleccionada para asegurar la uniformidad y simplicidad del diseño de la unión de modo que los esfuerzos puedan ser calculados y se puedan asegurar las normas adecuadas de fabricación e inspección.

(e) Ambiente. En ciertos ambientes térmicos y químicos, puede haber reducción de la resistencia a la fatiga.

F.7.7.2 - CRITERIOS DE DISEÑO POR FATIGA - Se recomienda que, en lo posible, las estructuras de aluminio sean diseñadas sobre la base de brindar una vida segura. El método de evaluación dado en este numeral está diseñado para asegurar que la probabilidad de falla por fatiga durante la vida de la estructura sea comparable con la de otros modos de falla para estado límite último.

Pueden haber circunstancias en las que la severidad de la carga, el grado de redundancia y la facilidad de inspección y reparación sean tales que un acercamiento de seguridad en la falla o tolerancia de daño pueda justificarse en términos económicos. En este caso, los márgenes de seguridad pueden reducirse respecto a los requeridos para un diseño de vida segura. En F.7.3 se da una guía sobre ésto.

F.7.7.2.1 - *Criterio de falla por fatiga* - La base del diseño por fatiga usada aquí es que la vida requerida será alcanzada siempre que

$$f_r^m N \leq K_2 \qquad \textbf{(F.7-131)}$$

donde

$\mathbf{N}$ = número de ciclos de un rango de esfuerzo $\mathbf{f_r}$ necesarios para la falla

$\mathbf{K_2}$ = constante que depende de la clase de detalle y busca asegurar una alta probabilidad de supervivencia (véase F.7.7.8.1)

$\mathbf{f_r}$ = rango de esfuerzo principal del detalle, es constante para todos los ciclos

$\mathbf{m}$ = pendiente inversa de las curvas $\mathbf{f_r}$-$\mathbf{N}$, es constante para la mayoría de las clases de detalle

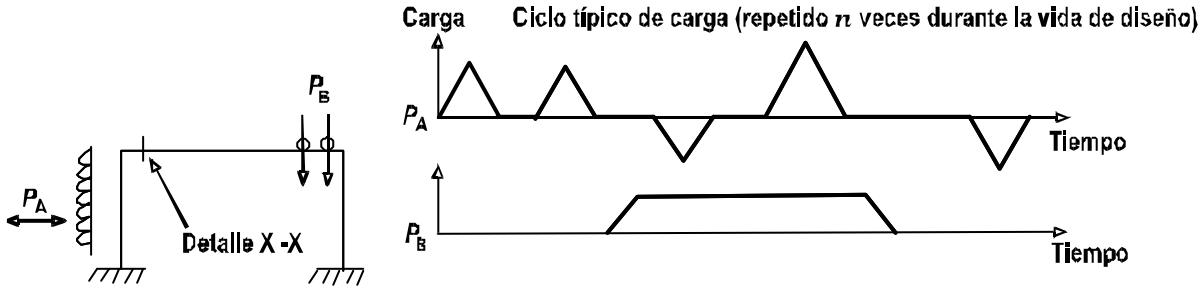
Tabla F.7.7.1
Clasificación tipo 1: detalles no soldados

Forma del producto	Secciones laminadas o extruidas						
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	Saliendo de cualquier soldadura						
	Saliendo de cualquier conexión o parte estructural			En una conexión traslapada o empalmada sujetada con:			
	Sobre un miembro de sección transversal constante o ligeramente variable	En cualquier borde interno o externo		En un agujero pequeño (puede contener un perno para un accesorio menor)	Pernos que trabajan por fricción	Remaches	Pernos que trabajan por aplastamiento
Requisitos dimensionales	Sin agujeros ni esquinas entrantes	Radio de cualquier apertura o esquina entrante mayor o igual a t		Diámetro del agujero menor o igual a $3t$			
Requisitos de fabricación	Todas las superficies deben ser laminadas,extruidas o maquinadas con un acabado suave en la dirección de f_r		maquinadas o pulidas con esmeril en la con esmeril en la dirección de f_r	Agujeros taladrados o sacados			
					Apretados hasta la carga de prueba del tornillo	Colocados en frío	Tuercas aseguradas mecánicamente o por medio de un sellante
Requisitos especiales de inspección	Probar que la superficie esté libre de defectos usando un ensayo de colorante penetrante						
Area de esfuerzos de diseño		Area neta de la sección transversal					
Parámetro especial de esfuerzos de diseño		Use el coeficiente de concentración de esfuerzos en aperturas o esquinas entrantes					
Tipo número	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
Clase máxima permitida	60	60	50	35	29	29	17

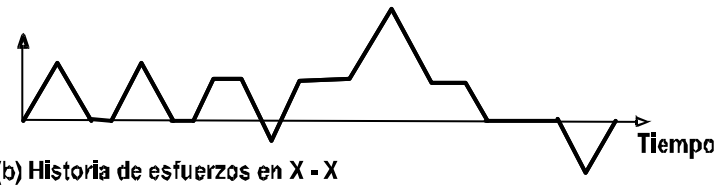
En la mayoría de los propósitos estructurales prácticos, los detalles no experimentan historias de esfuerzo de amplitud constante. El tratamiento para carga general se da en F.7.7.3.

El método para derivar el rango, o rangos, de esfuerzo apropiado $\mathbf{f_r}$ se da en F.7.7.4 y F.7.7.6. En F.7.7.7 se dan las clasificaciones para los tipos de detalle más comúnmente usados. Los valores de $\mathbf{K_2}$ y $\mathbf{m}$ están dados en F.7.7.8.

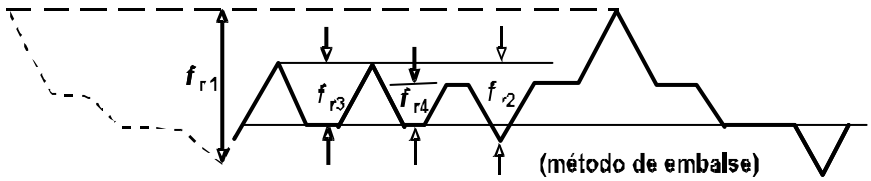
Si los datos de resistencia a la fatiga usados son los dados en F.7.7.8 y la carga cumple con F.7.7.4, entonces el valor del coeficiente general de carga $\mathbf{g_f}$ debe ser tomado como uno.



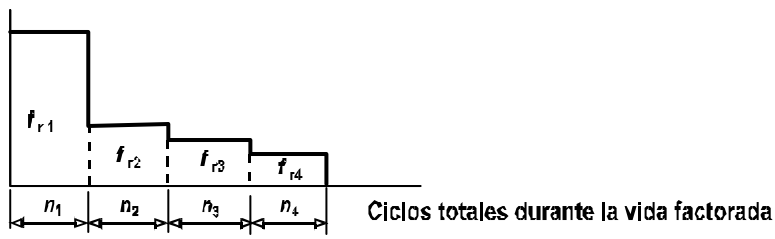
(a) Secuencia de carga



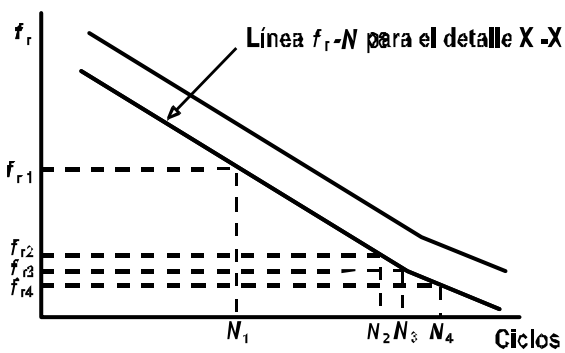
(b) Historia de esfuerzos en X - X



(c) Conteo de ciclos



(d) Espectro de esfuerzos



(e) Ciclos para la falla

$$\sum \frac{n}{N} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \frac{n_4}{N_4}$$

(f) Sumatoria de daño (Regla de Palmagren - Miner)

Figura F.7.7.1
Procedimiento de evaluación de la fatiga

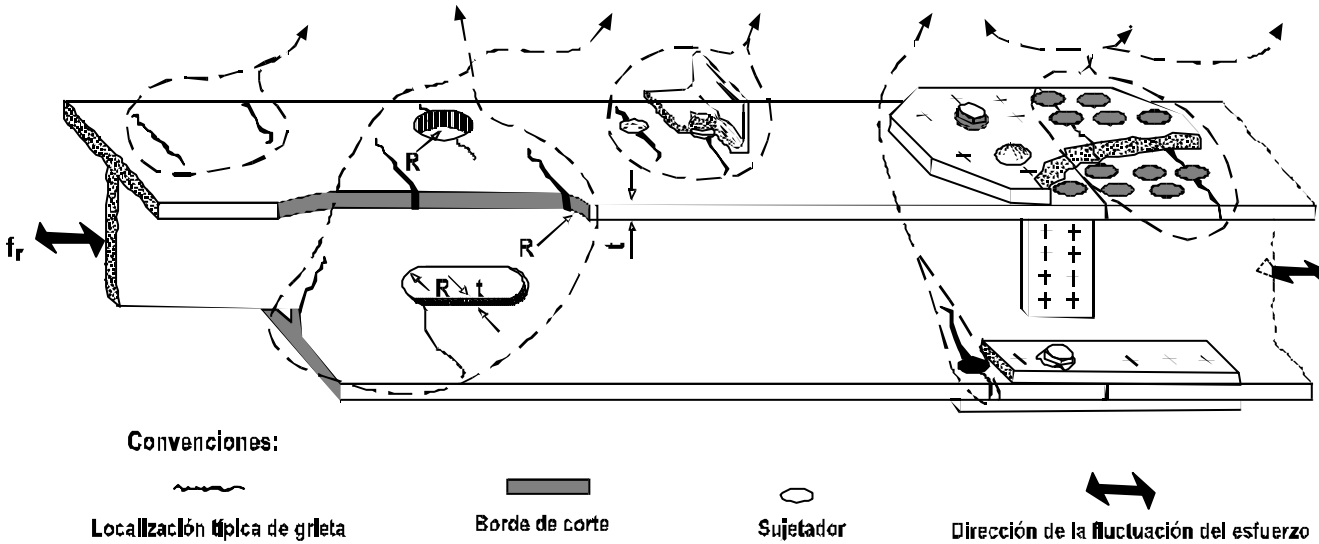


Figura Tabla F.7.7.1
Clasificación tipo 1: detalles no soldados

F.7.7.3 - PROCEDIMIENTO DE ESTIMACION DE LA FATIGA - Un miembro estructural puede contener varios sitios potenciales de iniciación de grietas por fatiga. Las regiones de la estructura que tienen las más altas fluctuaciones de esfuerzos y/o las más severas concentraciones de esfuerzos deben ser normalmente revisadas primero. El procedimiento básico es el siguiente (véase la figura F.7.7.1):

(a) Se obtiene un estimativo del límite superior de la secuencia de carga de servicio para la vida de diseño de la estructura (véase F.7.7.4 y apéndice F.7.B)

(b) Se estima la historia de esfuerzo resultante para el detalle (véase F.7.7.5)

(c) Se reduce la historia de esfuerzo a un número equivalente de ciclos (n) de diferentes rangos de esfuerzo f_r usando una técnica de conteo de ciclos (véase F.7.7.6.1)

(d) Se ordenan los ciclos en orden descendente de amplitud, f_{r1}, f_{r2}, para formar un espectro de esfuerzo (véase F.7.7.6.2)

(e) Se clasifica el detalle de acuerdo con las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3 y, F.7.7.7. Para la clasificación apropiada y el rango de esfuerzo de diseño (f_{r1}, etc.), encontrar la resistencia a la fatiga permisible (N_1, etc.) usando F.7.7.8.1.Cuando se haya decidido usar un valor de g_{mf} diferente de la unidad, ésto debe ser tomado en cuenta para fijar los valores de los rangos de esfuerzo de diseño (véase F.7.3.6.2).

(f) Sumar el daño total para todos los ciclos usando el gran total de Miner:

$$\text{vida estimada} = \frac{\text{vida de diseño mayorada}}{\sum n/N} \qquad \textbf{(F.7-132)}$$

Si la $\sum n/N$ excede la unidad entonces se deben reducir los rangos de esfuerzo en ese punto o se debe cambiar el detalle por uno de clase más alta (véase F.7.7.7).

Tabla F.7.7.2
Clasificación tipo 2: detalles soldados sobre la superficie del miembro

Forma del producto	Secciones laminadas o extruidas y miembros ensamblados										
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	En un accersorio largo soldado (en dirección de f_r)								En un accesorio corto		En cualquier accesorio
	Saliendo del extremo de la soldadura			En un bache intermedio en una soldadura longitudinal	En el agujero de una copa	En el extremo de la soldadura					
					Accesorio angosto		Accesorio ancho				En el borde de un miembro
							Sobre un lado únicamente	Sobre ambos lados simétricamente			
Requisitos dimensionales	Soldadura a tope de penetración total			Soldadura de filete		Soldadura no sobre el borde de un miembro					Soldadura sobre el borde de un miembro
				Intermitente: m/h menor o igual a 2.5		Longitud de soldadura l (paralela a fr) mayor de 50 mm			l mayor de 25 mm y menor o igual a 50 mm	l menor o igual a 25 mm	
					Ancho de accesorio w menor o igual a 50 mm		w mayor de 50 mm				
Requisitos de fabricación	Pulir para suavizar cualquier socavadura en los bordes del miembro										Pulir cualquier socavadura
	Cepillar a ras cualquier sobrellenado	No parar-arrancar automático	Parar-arrancar libre de pérdida de fusión								Evitar traslapos con retorno redondo de la soldadura (ver
Requisitos especiales de inspección	Probar que las superficies soldadas estén libres de grietas y pérdida de fusión mediante ensayo con colorante penetrante										
	Radiografía										
Area de esfuerzos de diseño	Sección transversal mínima del miembro en el punto de localización de la iniciación potencial del agrietamiento										
Parámetro especial de esfuerzos de diseño							Angulo de dispersión de esfuerzos 1 en 2 en ambos lados				
Tipo número	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	2.1	2.11
Clase máxima permitida	50	42	35	29	24	20	17	20	24	29	17

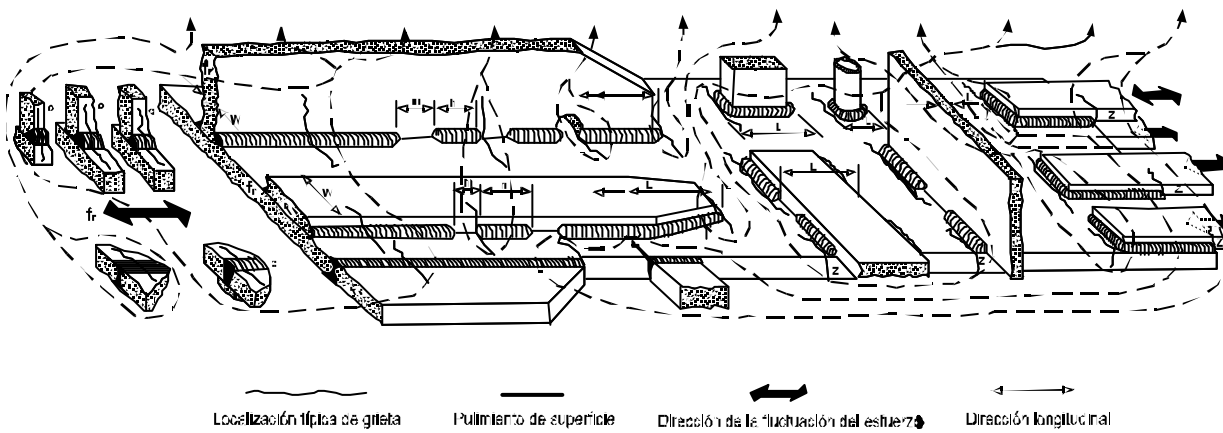


Figura Tabla F.7.7.2
Clasificación tipo 2: detalles soldados sobre la superficie del miembro

Tabla F.7.7.3
Clasificación tipo 3: detalles soldados en las conexiones extremas de un miembro

Forma del producto	Planchas y extrusiones planas					Formas laminadas, formadas o extruidas (incluyendo secciones planas)					
Localización de la iniciación potencial del agrietamiento	En una unión soldada transversal										En la garganta de la soldadura
	Dos láminas simples unidas extremo a extremo					Dos miembros unidos extremo a extremo			Extremo de un miembro unido al lado de otro		En cualquier unión parcialmente fundida
							Con un tercer miembro en la unión				
Requisitos dimensionales	Areas longitudinales en línea								Soldadura a tope de penetración total	Soldadura a tope de penetración parcial o soldadura de filete	
	Soldadura a tope de penetración total							Soldadura a tope de penetración parcial o soldadura de filete			
	Igual ancho	Cualquier cambio de ancho menor o igual a una pendiente 1 en 4									
	Igual espesor	Cualquier cambio de espesor menor o igual a una pendiente 1 en 4				Perfil similar					
							(también se aplica si el tercer miembro es angosto y pasa a través del primero)				
Requisitos de fabricación	Soldado en ambos lados			Soldado en un solo lado únicamente		Desalineamiento con pendiente menor o igual a 1 en 4	Soldado contínuamente alrededor de la unión si el ancho lo permite, si no pulir a ras los extremos de la soldadura (ver X)				
	Desalineamiento con pendiente menor o igual a 1 en 4	Con el incremento de la clase, se incrementan las restricciones sobre el perfil y otras discontinuidades de la soldadura		No se permite punteo permanente en los 10 mm a partir del borde			Desalineamiento máximo de miembros principales: menor o igual a $0.5t_3$				
	Cepillar a ras el sobrellenado			Sobre platina de permanente	Sin respaldo	Cepillar a ras el refuerzo					
	Usar platinas de continuidad y escurrimiento,pulir los extremos de la soldadura para suavizarlos										
	Limar o pulir cualquier socavadura, particularmente en las esquinas externas										
Requisitos especiales de inspección	Incrementar, con la clase, el uso de colorantes permanentes, radiografías y métodos de ultrasonido para verificar la ausencia de discontinuidades detrimentales										
							Todas las regiones esforzadas a través de la dirección del espesor deben estar libres de rolado laminar o discontinuidades de extrusión				
Area de esfuerzos de diseño	Sección transversal mínima del miembro en el punto de localización potencial del agrietamiento										Area de garganta efectiva
Parámetro especial de esfuerzos de diseño							Use el coeficiente de concentración de esfuerzos a menos que el tercer miembro sea una platina o tenga platinas de continuidad		Se debe usar el coeficiente de concentración de esfuerzos		
Tipo número	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	3.1	3.11
Clase máxima permitida	42	35	29	24	17	24	24	20	24	20	14

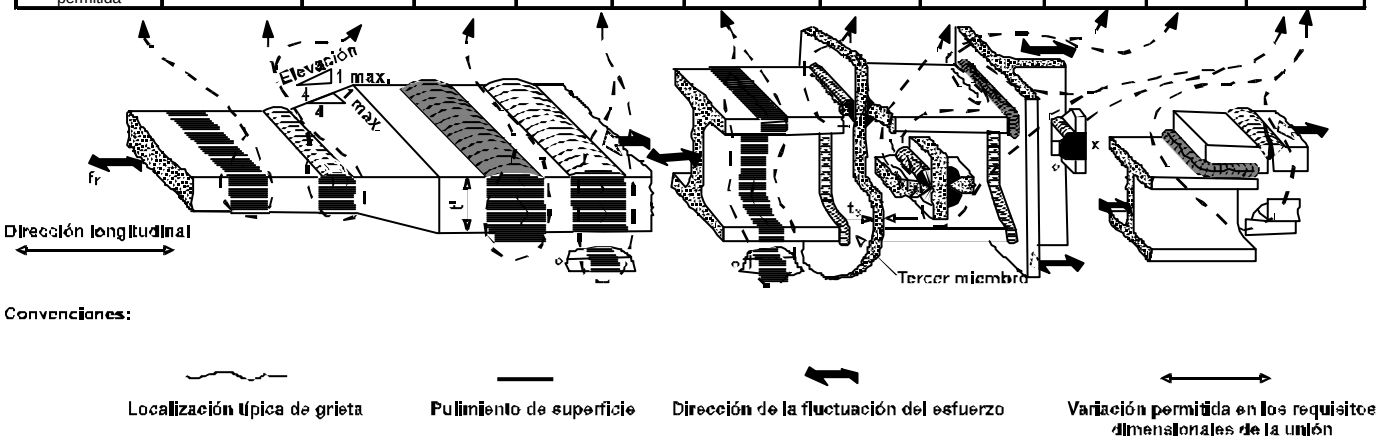


Figura Tabla F.7.7.3
Clasificación Tipo 3: detalles soldados en las conexiones extremas de un miembro

F.7.7.4 - CARGA DE FATIGA - Todas las fuentes de esfuerzo fluctuante en la estructura deben ser identificadas:

(a) cargas móviles superpuestas, incluyendo vibraciones de maquinaria en estructuras estacionarias
(b) cargas ambientales tales como viento, olas, etc.
(c) fuerzas de aceleración en estructuras móviles
(d) cambios de temperatura

La carga para fatiga normalmente se describe en términos de un espectro de carga de diseño que define un rango de intensidades de un evento de carga viva específico y el numero de veces que cada nivel de intensidad es aplicado durante la vida de diseño de la estructura. Si dos o más eventos de carga viva independientes son de probable ocurrencia entonces será necesario especificar el desfase entre ellos.

Una guía sobre la carga específica para el estimativo de la fatiga se puede obtener en normas expedidas por entidades de reconocida autoridad.

Un estimativo realista de la carga de fatiga es crucial para el cálculo de la vida de la estructura. Cuando no hayan datos publicados sobre la carga viva, hay que recurrir a obtener datos de estructuras existentes sujetas a efectos similares. Registrando la deformación contínua o midiendo la deflexión durante un período apropiado de tiempo, se pueden inferir los datos de carga mediante el análisis subsecuente de la respuesta. Se debe dar especial atención a determinar los efectos de magnificación dinámica cuando las frecuencias de carga son cercanas a una de las frecuencias naturales de la estructura (véase F.7.8.4.2).

El espectro de carga de diseño debe seleccionarse teniendo en cuenta que es un estimativo del límite superior de las condiciones de servicio acumuladas sobre la vida de diseño completa de la estructura, Se deben considerar todos los efectos ambientales y operacionales generados por el uso previsto de la estructura durante ese período. El límite de confianza del espectro de carga de diseño debe basarse en la media menos 2 límites de desviación estándar tanto para amplitud como para frecuencia.

F.7.7.5 - ESFUERZOS

F.7.7.5.1 - *Derivación de esfuerzos* - Se debe usar la teoría elástica para modelar la estructura cuando se desea calcular la respuesta de esfuerzo a partir de eventos de carga específicos. Las propiedades de la sección no se deben reducir por efectos de la zona afectada por el calor o de pandeo local (pero véase F.7.7.5.2 (a) (4)). La modelación de la rigidez elástica de miembros y uniones debe ser exacta e incluir los efectos de cualquier material no estructural permanente que pueda modificarla. No se debe permitir la redistribución plástica de esfuerzos.

Cuando los datos de respuesta de esfuerzo van a ser obtenidos por medidas de deformación de una estructura similar, se debe poner cuidado especial para situar los transductores de deformación para asegurar que el parámetro de esfuerzo correcto está siendo medido (véase F.7.7.5.2). En F.7.8.4 se amplía la información sobre medida de datos de deformación.

F.7.7.5.2 - *Parámetros de esfuerzo* - El esfuerzo a usar en los procedimientos de estimar la fatiga en F.7.7.3 depende del sitio de iniciación de la grieta y del camino de propagación, así:

(a) Material base y soldaduras a tope de penetración total - Las grietas se inician en la intersección de la soldadura con el metal de base, en los agujeros para los sujetadores, en las superficies de empalme o traslapo, etc. y se propagan a través del material base o del metal completamente penetrado de la soldadura y deben ser evaluadas usando el rango nominal de esfuerzo principal en el miembro en ese punto.

Los efectos de concentración local de esfuerzos del perfil de soldadura, de los agujeros de remaches y tornillos, etc. deben ignorarse ya que ellos son tomados en cuenta en los datos de resistencia $\mathbf{f_r - N}$ para la clase de detalle apropiada y por lo tanto no necesitan ser calculados (véanse las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3). Si se utilizan modelos detallados con elementos finitos de las uniones, la malla no debe ser más fina que los esfuerzos locales usados (véase también el literal (a) de F.7.8.4.4).

Se deben tomar en cuenta otros efectos geométricos mayores que pueden generar distribuciones no lineales de esfuerzos en ciertas circunstancias (véase la figura F.7.7.2). Esta situación se presenta en:

(1) cambios bruscos en la forma de la sección transversal, por ejemplo en destijeres

(2) cambios bruscos en la rigidez de la sección transversal, por ejemplo en uniones en ángulo entre miembros de pared delgada

(3) cambios en dirección o alineamiento más allá de lo permitido en las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3

(4) esfuerzos de flexión secundarios generados por la rigidez de uniones en estructuras en celosía

(5) ineficiencia de transmisión de esfuerzos por cortante, distorsión y alabeo en miembros anchos formados con láminas y miembros huecos

(6) efectos de flexión no lineal fuera del plano en componentes esbeltos tales como láminas planas donde el esfuerzo estático es cercano al esfuerzo crítico elástico, por ejemplo el campo tensionado en almas

La presencia de esfuerzos residuales en uniones soldadas puede ignorarse ya que éstos están ya incluidos en los datos f_r - N. En uniones mecánicas, siempre que cualquier esfuerzo residual de tensión sea tenido en cuenta, esa parte del rango de esfuerzos que está en compresión general puede reducirse un 40%.

(b) Soldaduras de filete y a tope de penetración parcial - Las grietas se inician en la raíz de la soldadura y se propagan a través de la garganta. Deben ser estimadas usando la suma vectorial de los esfuerzos de corte en el metal de aporte de la soldadura basándose en las dimensión de garganta efectiva (véase la figura F.7.7.3).

En uniones traslapadas en un plano, el esfuerzo por unidad de longitud de soldadura puede calcularse con base en el área promedio para fuerzas axiales y un módulo elástico polar del grupo de soldaduras para momentos en el plano (véase la figura F.7.7.4).

En uniones en T, cualquier efecto de rigidez axial diferente a lo largo de la unión debe ser considerado.

Cuando filetes simples o soldaduras a tope de penetración incompleta están sujetos a momentos de flexión fuera de su plano, los esfuerzos en la raíz deben calcularse usando una distribución lineal de esfuerzos a través de la garganta (véase la figura F.7.7.5).

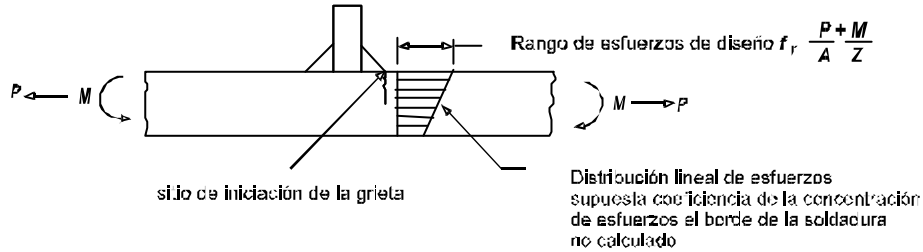
No se puede permitir el contacto de apoyo sobre la cara de la raíz en uniones soldadas con penetración parcial.

(c) Sujetadores roscados bajo carga axial - Las grietas se inician en las raíces de las roscas y deben ser evaluadas usando el esfuerzo medio axial en el área del núcleo de la rosca. Cuando hay también presencia de flexión, se debe usar el esfuerzo pico calculado sobre el módulo elástico del núcleo.

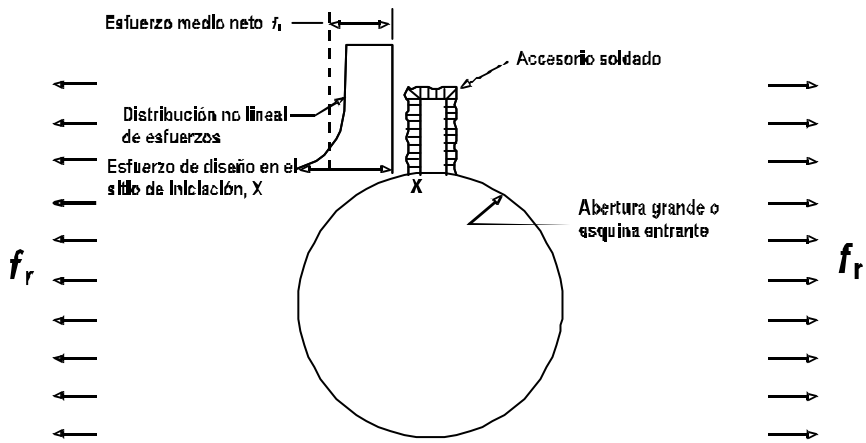
F.7.7.6 - DERIVACION DE LOS ESPECTROS DE ESFUERZOS

F.7.7.6.1 ***Conteo de ciclos*** **-** El conteo de ciclos es un procedimiento para convertir una historia de esfuerzo compleja en un espectro de ciclos conveniente en términos de amplitud f_r y frecuencia n (véase la figura F.7.7.1). Hay varios métodos en uso, para historias de esfuerzo cortas en las que eventos simples de carga se repiten varias veces se recomienda el método del embalse que es simple de visualizar y simple de usar (véase la figura F.7.7.6). Cuando se tienen que usar historias de esfuerzo largas, tales como las obtenidas con las deformaciones medidas en estructuras reales (véase F.7.8.4), se recomienda el método de la escorrentía. Ambos métodos son apropiados para el análisis con computador.

F.7.7.6.2 - ***Derivación del espectro de esfuerzos*** **-** El listado de los ciclos en orden descendente de amplitud f_r da como resultado el espectro de esfuerzos. Por facilidad de cálculo puede ser necesario simplificar el espectro con una menor cantidad de bandas; un método conservador consiste en agrupar las bandas en grupos mayores que contienen el mismo número total de ciclos pero cuya amplitud es igual a la de la mayor banda en el grupo. Con mayor exactitud, puede calcularse el promedio ponderado de todas las bandas en un grupo usando la potencia m, donde m es la pendiente inversa de la curva f_r - N más apropiada (véase la figura F.7.7.7). El uso del valor de la media aritmética siempre da resultados no conservadores.



(a) concentrador de esfuerzo local



(b) concentrador de gran esfuerzo (abertura grande)

Figura F.7.7.2
Parámetro de esfuerzos para el material parenteral

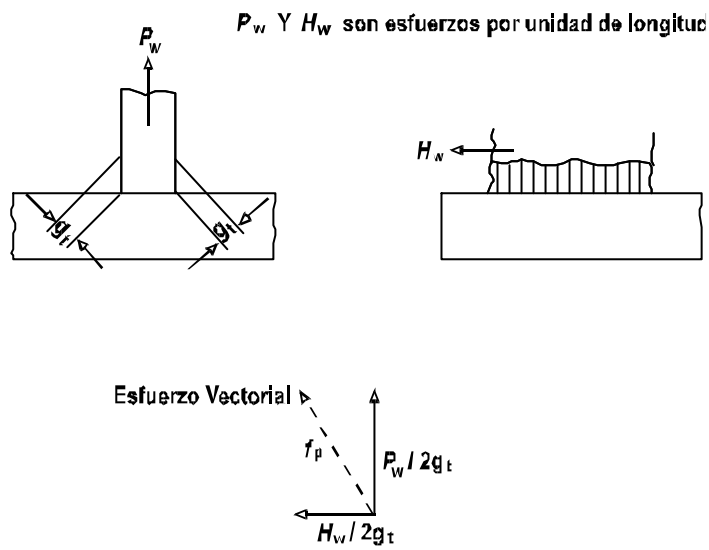
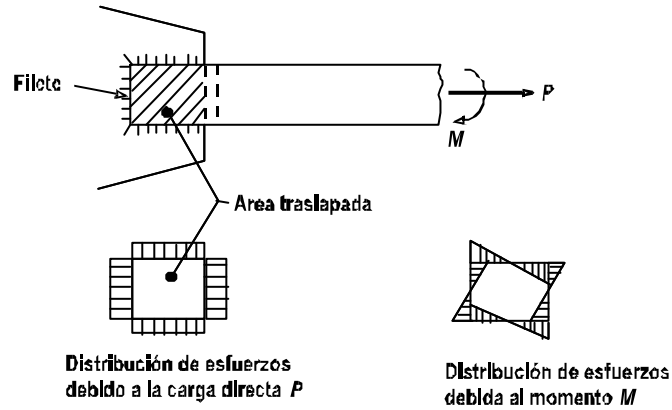


Figura F.7.7.3
Esfuerzos en gargantas de soldadura



NOTA: Flujo máximo de cortante a lo largo de las soldaduras = Md / I_D
donde:

I_D Segundo momento polar del área respecto al centroide del grupo de soldaduras
d Distancia máxima al centroide de un punto dentro del grupo de soldaduras

Figura F.7.7.4
Esfuerzos en uniones traslapadas

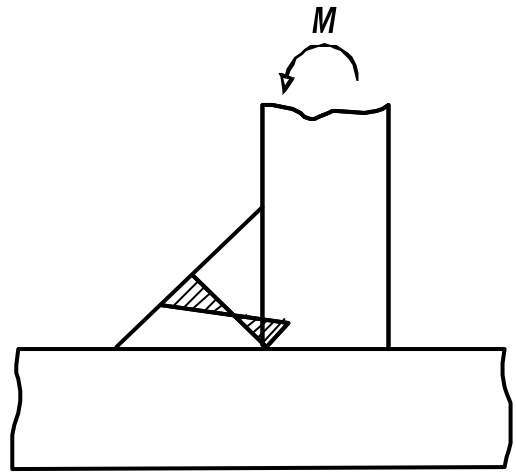


Figura F.7.7.5
Esfuerzos en la raíz de un filete

F.7.7.7 - CLASIFICACION DE DETALLES - La resistencia a la fatiga de un detalle siempre depende de los siguientes factores:

(a) la dirección del esfuerzo fluctuante con relación al detalle
(b) la localización del agrietamiento inicial en el detalle
(c) la distribución geométrica y la proporción relativa del detalle

Puede depender también de:

(a) la forma del producto
(b) el material (a menos que sea soldado)
(c) el método de fabricación
(d) el grado de inspección después de la fabricación

Las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3 muestran la clasificación de los detalles más frecuentemente usados. Por conveniencia han sido divididos en tres grupos básicos, a saber:

(i) tipo 1, detalles no soldados, véase la tabla F.7.7.1
(ii) tipo 2, detalles soldados sobre la superficie de un miembro cargado, véase la tabla F.7.7.2
(iii) tipo 3, detalles soldados en conexiones de extremo, véase la tabla F.7.7.3

Las tablas se usan para identificar el detalle en la figura más cercano al de la estructura que se está evaluando. Luego, las clases de sitios particulares de iniciación de agrietamiento asociadas con ellos, se revisan en la tabla apropiada. En algunos casos, se pueden necesitar operaciones particulares de inspección y fabricación.

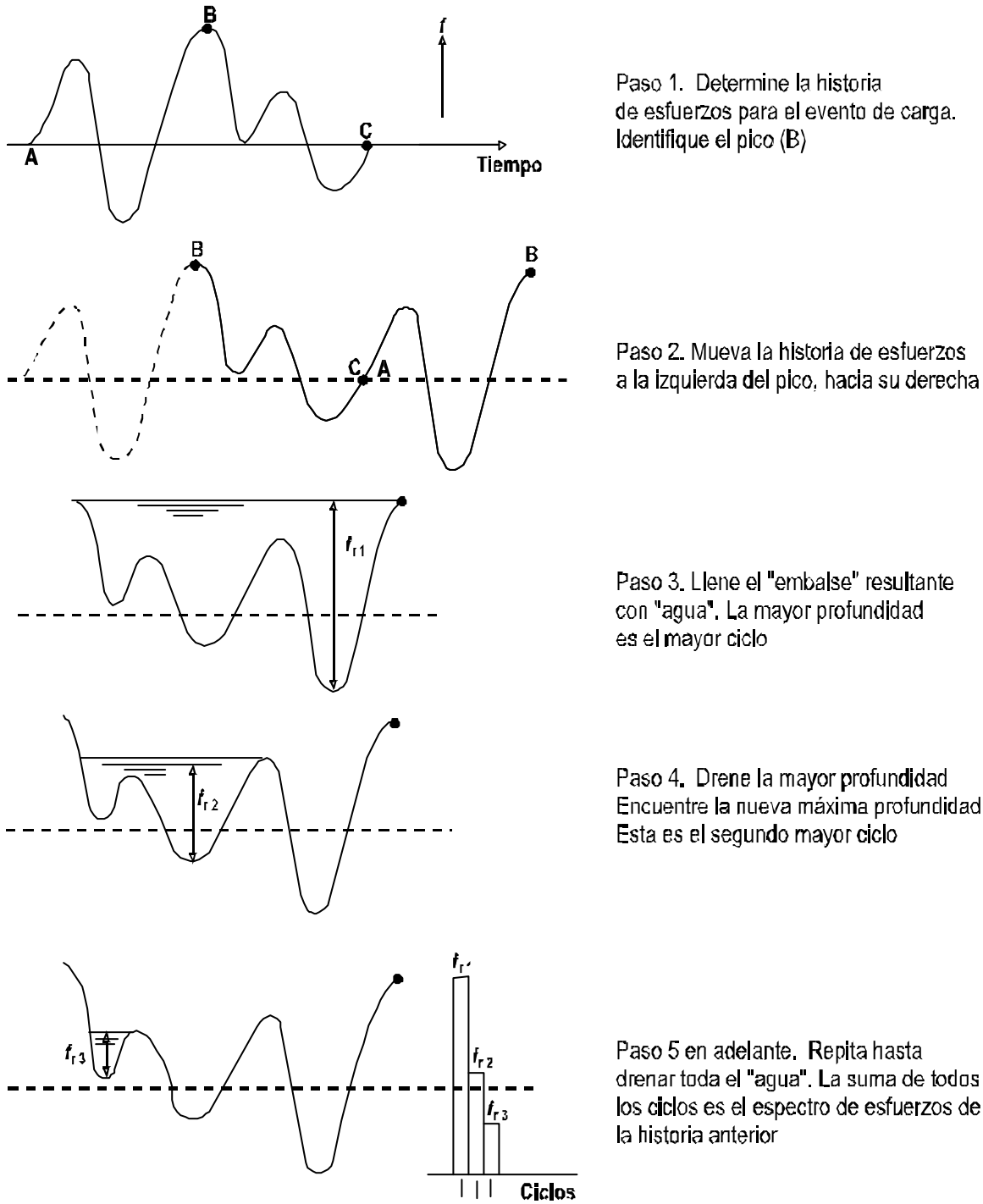
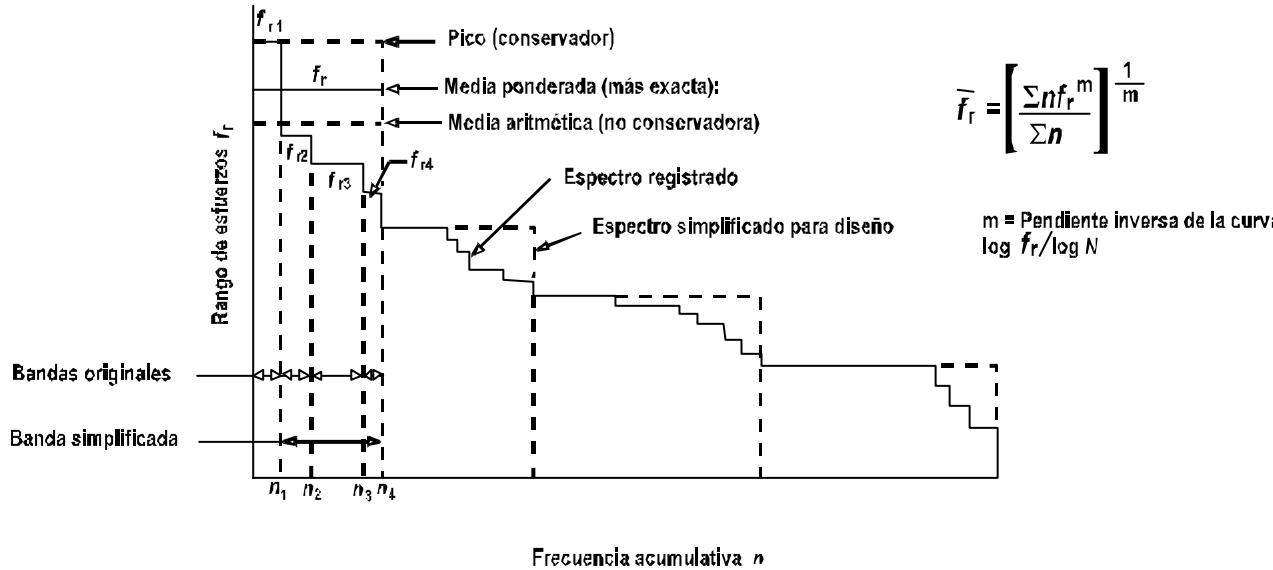


Figura F.7.7.6
Método del embalse para el conteo de ciclos



NOTA: véase F.7.4.2 y la figura F.7.7.8 ó F.7.7.9

Figura F.7.7.7
Espectro de esfuerzos simplificado

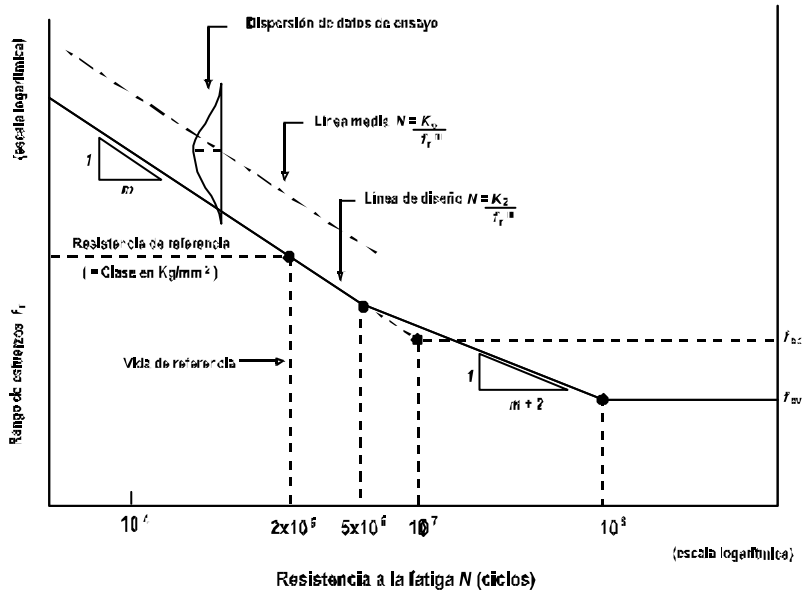
F.7.7.8 - DATOS DE RESISTENCIA A LA FATIGA

F.7.7.8.1 - *Detalles clasificados* - La forma generalizada de la relación f_r - N se muestra en la figura F.7.7.8, graficada en escala logarítmica. La curva de diseño representa la media menos 2 desviaciones estándar, ubicada por debajo de la línea media obtenida con datos experimentales.

El esfuerzo límite de amplitud constante f_{oc} ocurre a 10^7 ciclos, por debajo de este valor, los ciclos de esfuerzo de amplitud constante se supone que no son dañinos. Sin embargo, aunque los ciclos por encima de este nivel sean ocasionales, causarán propagación y, al extenderse la grieta, ciclos de menor amplitud se vuelven nocivos. Por esta razón, la pendiente de las curvas f_r - N (véase la figura F.7.7.8) se cambia por $1/(m+2)$ entre $5x10^6$ y $5x10^8$ ciclos para condiciones de carga de espectro general. Cualquier ciclo de esfuerzo por debajo del esfuerzo límite de amplitud variable f_{ov}, que ocurre a 10^8 ciclos, se supone que no es dañino. Debe notarse que el uso de la pendiente $1/(m+2)$ puede ser conservador para algunos espectros. Cuando un diseño es críticamente dependiente de esta región y se busca la máxima economía puede ser apropiado considerar el uso de ensayos de los componentes (véase el literal (a) de F.7.8.4.4) o aplicar análisis de mecánica de fracturas. Los valores de K_2 y m están dados en la tabla F.7.7.4 para cada clase de detalle. Las curvas de diseño f_r - N se dan en la figura F.7.7.9.

Tabla F.7.7.4
Valores de K_2 y m en la figura F.7.9

Clase de detalle	m	K_2	f_{oc}	f_{ov}
			kgf/mm²	kgf/mm²
60	4.5	$2.01x10^{14}$	4.20	3.09
50	4	$1.25x10^{13}$	3.34	2.41
42	3.5	$9.60x10^{11}$	2.65	1.87
35	3.25	$2.09x10^{11}$	2.13	1.49
29	3	$4.88x10^{10}$	1.70	1.17
24	3	$2.76x10^{10}$	1.40	0.97
20	3	$1.60x10^{10}$	1.17	0.81
17	3	$9.83x10^{9}$	0.99	0.69
14	3	$5.49x10^{9}$	0.82	0.57



NOTA:

f_{sc} esfuerzo de corte de amplitud constante

f_{sv} esfuerzo de corte de amplitud variable

Figura F.7.7.8
Relación f_r - N típica

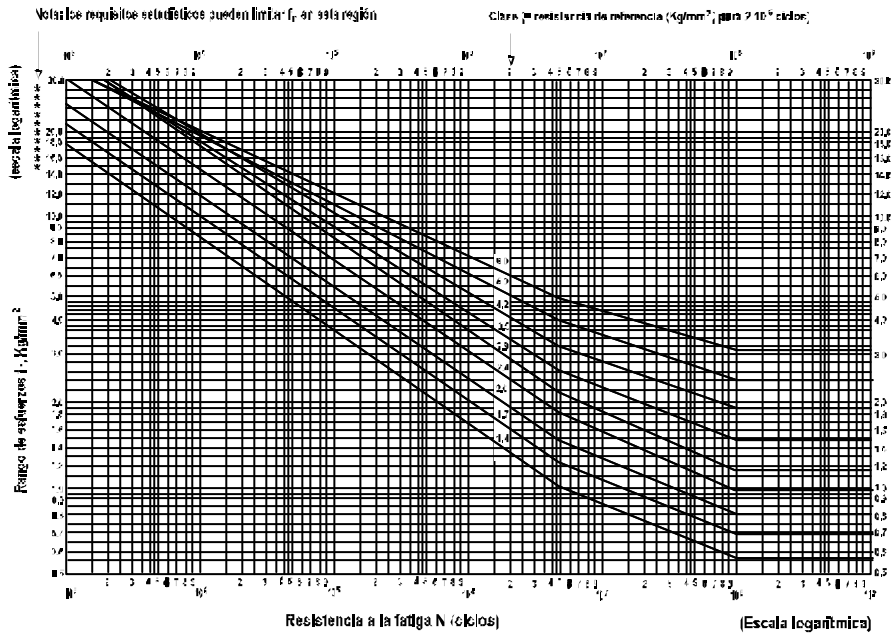


Figura F.7.7.9
Curvas f_r - N de diseño (para historias de esfuerzos de amplitud variable)

F.7.7.8.2 - *Detalles no clasificados* - Los detalles no totalmente cubiertos por las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3, deben evaluarse consultando los datos publicados por entidades de reconocida trayectoria. Como alternativa, se pueden hacer ensayos de aceptación por fatiga de acuerdo con el literal (a) de F.7.8.4.4.

En el apéndice F.7.J se da una guía para la derivación de los datos f_r - N y sobre las condiciones en las que se pueden esperar resistencias mayores.

F.7.7.8.3 - *Rango de baja resistencia a la fatiga* - En el rango de resistencia a la fatiga entre 10^3 y 10^5, debe hacerse una revisión para ver que el rango de esfuerzos de diseño de la figura F.7.7.9 no conlleve un esfuerzo a tensión máximo que exceda el esfuerzo estático de diseño del detalle. Esta posibilidad está indicada por una nota en la figura F.7.7.9.

F.7.7.8.4 - *Técnicas de mejoramiento* - La resistencia a la fatiga de ciertos tipos de detalle mostrados en las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3, puede ser mejorada mediante la aplicación de técnicas especiales de fabricación que son generalmente costosas y presentan dificultades para el control de calidad. No deben ser utilizadas para propósitos generales de diseño a menos que la fatiga sea particularmente crítica para la economía global de la estructura en cuyo caso debe buscarse ayuda especializada. Estas técnicas son más comúnmente usadas para superar deficiencias existentes en el diseño.

Las siguientes técnicas han sido usadas con aleaciones de aluminio y son más efectivas para aplicaciones con alto número de ciclos.

(a) Introducción de esfuerzos compresivos residuales en el punto de iniciación del agrietamiento. Esto puede hacerse en el borde de las soldaduras transversales mediante repujado o martillado. En los agujeros de los tornillos se puede utilizar el método de expansión en frío.

(b) Reducción del efecto de concentración de esfuerzos en el punto de iniciación de la grieta. Se puede lograr puliendo el borde de las soldaduras transversales hasta lograr un perfil uniforme.

F.7.7.8.5 - *Mano de obra* - La clase máxima permitida para los detalles clasificados en las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3 representa la resistencia máxima a la fatiga permitida por estas normas para el detalle en cuestión, sin sustentación adicional mediante ensayos (véase F.7.8). Cuando el esfuerzo por fatiga en un detalle clasificado es significativamente menor al permitido, la clase requerida será menor que la clase máxima permitida. Esto siempre ocurre cuando detalles de alta clase están localizados cerca de detalles de baja clase y ambos experimentan fluctuaciones similares de esfuerzo.

Los detalles de más alta clase a menudo requieren inspección adicional y demandan estándares de mano de obra más altos. Es importante para la economía de la fabricación que los estándares de inspección y mano de obra no estén gobernados por la clase máxima permitida de cada detalle sino por la clase requerida. La clase requerida en un detalle se obtiene determinando las curvas f_r - N más bajas en la figura F.7.7.9 en las que el gran total de Miner es menor que la unidad (véase F.7.7.3 (f)).Cuando las fluctuaciones de esfuerzos en un detalle ocurren en más de una dirección, se pueden tener diferentes clases de requisitos para cada dirección.

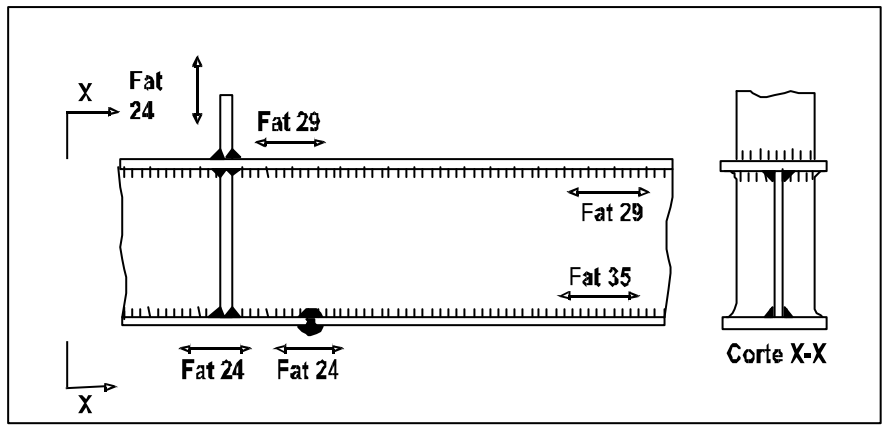


Figura F.7.7.10
Método de identificación en los planos de la clase requerida por fatiga

Para que la inspección pueda concentrarse en aquellas partes de la estructura que son críticas por fatiga, se deben tomar la siguientes acciones.

(a) Determinar analíticamente aquellas regiones de la estructura donde la clase de requisitos excede la clase 20.

(b) Indicar sobre los planos detallados, en todos los detalles en estas regiones, la clase requerida y la dirección de la fluctuación de esfuerzo como se muestra en la figura F.7.7.10.

(c) Cualquier plano que contenga un detalle con una clase de fatiga requerida mayor de 20 debe contener la siguiente nota general:

Los detalles que requieren calidad por encima de la normal se indican con un número “Fat” y una flecha.

F.7.8 - ENSAYOS

F.7.8.1 - GENERALIDADES - Una estructura o componente estructural diseñado de acuerdo con F.7.2 a F.7.7 de estas normas no necesita ser verificado mediante ensayo pero puede ser verificado a discreción del fabricante, calculista o interventor. Tales pruebas pueden hacerse bajo carga estática (véase F.7.8.3), carga de fatiga (véase F.7.8.4) o ambas.

La verificación mediante ensayo es apropiada cuando ocurre lo siguiente:

(a) La estructura o componente no es susceptible de verificación mediante análisis o tal procedimiento es juzgado impracticable

(b) Los materiales o los procedimientos de diseño usados fueron distintos a los presentados en F.7.2 a F.7.7

(c) Hay duda o desacuerdo sobre la validez del método de diseño, la calidad del material o la calidad de la mano de obra.

El método y el alcance de los ensayos debe ser acordado por el calculista, el fabricante y el interventor responsable de la aceptación. El método de ensayo debe ser consistente con las condiciones de servicio de la estructura o componente y puede comprender una prueba de resistencia con carga estática o dinámica y/o una prueba de resistencia a la fatiga. Los ensayos deben hacerce en instalaciones competentes aceptables para todas las partes interesadas.

El número de muestras a ensayar debe ser acordado entre las partes teniendo en cuenta el número de componentes a fabricar. Cuando el número de muestras es grande, debe ensayarse un número suficiente de muestras para permitir el análisis estadístico de la resistencia media y la desviación estándar para cada condición de carga.

Cuando la aceptación del diseño depende de la verificación mediante ensayos, el comprador o su agente debe tener la posibilidad de presenciar cada ensayo.

Cuando la verificación del diseño depende de ensayos, se debe realizar un informe describiendo en detalle (haciendo referencia a la norma utilizada) el método de prueba y dando todas las resistencias medidas, en la forma de un certificado de ensayo típico que contenga al menos la información enumerada en F.7.8.5.

F.7.8.2 - PREPARACION PARA ENSAYO - La muestra a ensayar, si no es la estructura o el componente real que se destinará al servicio, debe representar tan precisamente como sea posible el diseño en términos de propiedades del material, dimensiones, métodos de unión y acabados (cuando sean susceptibles a los efectos de la deformación).

La muestra de prueba debe colocarse en su posición normal de modo que las cargas muertas debidas al peso propio actúen normalmente. Cuando ésto no sea posible, los efectos de la carga muerta pueden representarse mediante cargas impuestas equivalentes.

Cuando los ensayos se realicen sobre una simulación de la estructura o sobre un componente, la muestra se debe montar en forma tal que experimente las restricciones normales ante los efectos de la combinación de cargas aplicadas.

En circunstancias en las que la combinación de cargas aplicadas, sus direcciones y la orientación de la muestra puedan producir cambios en la resistencia de la muestra, se debe usar la combinación que se espera que dé la menor resistencia.

F.7.8.3 - ENSAYOS ESTATICOS - Los ensayos estáticos estarán dirigidos a demostrar si una estructura o componente puede soportar las cargas no mayoradas (conocidas como cargas nominales) sin exceder el estado límite de servicio y, también, si puede soportar las cargas mayoradas sin exceder el estado límite último. A veces es apropiado realizar una prueba de resistencia última (véase F.7.8.3.4).

F.7.8.3.1 - *Aplicación de cargas* - La aplicación de carga debe hacerse por medio de pesos muertos, dispositivos generadores de fuerza o dispositivos generadores de desplazamiento. El método debe incluir dispositivos de medida de fuerza de precisión conocida.

Antes de aplicar cada combinación de cargas nominales, la muestra puede ser cargada y descargada una vez. La carga a aplicar para este ciclo de ajuste opcional, no debe exceder las cargas nominales ni cualquier otro nivel inferior de carga relacionado con un criterio de deformación límite por aceptar. La carga debe ser mantenida por lo menos durante 15 min. Se recomienda medir los desplazamientos durante el ciclo de ajuste. No se debe hacer una recarga antes de 15 min después de suspender la carga de ajuste. Debe revisarse la fijación de los anclajes antes de adelantar la prueba principal.

El procedimiento de aplicación de carga debe constar de cinco incrementos aproximadamente iguales hasta alcanzar las cargas nominales. Cada incremento debe ser mantenido mientras que se obtienen las lecturas de deflexión y/o deformación y se examina la muestra para observar signos de alteración. En el quinto incremento (límite de servicio), las deflexiones y/o deformaciones deben ser registradas inmediatamente después de la aplicación de la carga o cargas y otra vez cuando este nivel de carga se haya mantenido por 15 min.

Las cargas nominales deben retirarse y debe inspeccionarse la estructura antes de aplicar las cargas mayoradas. El proceso de carga debe ser, nuevamente, incremental hasta llegar a la carga mayorada (algunas veces llamada carga de “prueba”), registrando las deflexiones y el comportamiento como se hizo antes. El incremento desde carga nominal hasta carga mayorada debe hacerse, al menos, en cinco etapas. La carga mayorada debe ser mantenida durante 15 min, tiempo durante el cual la deflexión o deflexiones deben ser monitoreadas y la muestra debe ser examinada buscando signos de alteración.

En esta condición, las consecuencias para el personal de una falla súbita deben considerarse y se deben tomar las precauciones adecuadas.

La carga mayorada debe removerse después de 15 min y la deflexión residual debe ser registrada después de otros 15 min.

La deflexión puede ser medida con instrumentos o registrada automáticamente mediante sistemas de conocida precisión. Se deben graficar las curvas de deflexión por carga.

F.7.8.3.2 - *Criterios de aceptación* - Puede considerarse que la estructura cumple con las recomendaciones de estado límite de servicio y último, si todas las siguientes condiciones se cumplen:

(a) Las deflexiones registradas bajo la influencia de las cargas nominales no deben exceder aquellas permitidas para el límite de servicio

(b) No debe haber evidencia visible de deformación no elástica, inestabilidad u otra alteración bajo la influencia de cargas nominales

(c) La muestra no debe mostrar excesiva deformación, inestabilidad o signos de colapso inminente bajo las cargas mayoradas

(d) La deflexión, o deflexiones, residual medida 15 min después de quitar todas las cargas no debe exceder el 5% de la deflexión, o deflexiones, bajo carga

F.7.8.3.3 - *Reensayo* - Cuando la muestra ensayada no cumple el criterio (d) de F.7.8.3.2, la prueba puede ser repetida. Si, después de un máximo de 10 aplicaciones de la carga mayorada, el criterio no se ha cumplido, la muestra debe ser rechazada y el rechazo debe ser registrado en el informe con cualquier observación adicional sobre la causa del rechazo.

F.7.8.3.4 - *Medida de la resistencia última* - El ensayo de resistencia última es apropiado cuando se construye un gran número de estructuras similares. No forma parte de un procedimiento de ensayos de aceptación.

Cuando la muestra de prueba es sacrificable, se puede obtener la resistencia última reaplicando las cargas mayoradas en un único incremento de carga y luego incrementando gradualmente todas las cargas impuestas proporcionalmente hasta que la muestra sea incapaz de soportar carga adicional.

Se debe registrar la carga, o cargas, última y el modo de falla.

El valor de la resistencia última medido en el ensayo debe ajustarse para tener en cuenta la diferencia entre las propiedades mecánicas y la geometría del especimen de prueba y las propiedades mínimas especificadas y la geometría nominal. Los resultados deben ajustarse usando la fórmula de estado límite apropiada en F.7.4, F.7.5 y F.7.6 para el modo de falla particular en cuestión.

La resistencia última no debe ser menor que $1/f$ veces la carga mayorada. El valor de f debe ser el valor relacionado con el elemento de la estructura donde ocurre primero la falla.

F.7.8.4 - ENSAYOS DE ACEPTACION PARA FATIGA

F.7.8.4.1 - *Objetivos del ensayo* - Cuando hay datos insuficientes para verificar un diseño mediante cálculo únicamente de acuerdo con F.7.7, se puede conseguir evidencia suplementaria mediante un programa de ensayo específico. Los datos de ensayos pueden necesitarse por una o más de las siguientes razones adicionales.

(a) La historia de carga aplicada o el espectro, para carga única o cargas múltiples, no está disponible y los cálculos teóricos están más allá de los métodos prácticos (véase F.7.7.4). Esto puede aplicarse particularmente a estructuras móviles o cargadas con fluidos donde los efectos dinámicos o de resonancia pueden tener lugar. En F.7.8.4.2 se da información sobre los métodos de prueba.

(b) La geometría de la estructura es suficientemente compleja para que los estimativos de las fuerzas en los miembros o los campos de esfuerzo locales estén más allá de los métodos prácticos de cálculo (véase F.7.7.5). En F.7.8.4.3 se da información sobre los métodos de ensayo.

(c) Los materiales, detalles dimensionales o métodos de fabricación de miembros o uniones son diferentes de aquellos dados en las tablas F.7.7.1 a F.7.7.3. En F.7.8.4.4 se da información sobre los métodos de ensayo.

Los ensayos pueden ser llevados a cabo sobre un prototipo completo o estructuras reales o sobre partes componentes de estas estructuras. El grado en el que la estructura de prueba debe reproducir los materiales, detalles dimensionales y métodos de fabricación de la estructura final dependerá de la información a ser derivada del ensayo (véanse F.7.8.4.2 a F.7.8.4.4).

F.7.8.4.2 - *Derivación de datos de carga* - El método para obtener los datos de carga dependerá del tipo de estructura. Se consideran los siguientes tres tipos básicos:

(a) Estructuras fijas sometidas a carga mecánica, por ejemplo puentes, puente grúas y soportes de maquinaria. Se pueden usar estructuras similares existentes sujetas a las mismas fuentes de carga para obtener la amplitud, desfase y frecuencia de las cargas aplicadas. Mediante transductores de deformación, deflexión o aceleración fijados a componentes seleccionados, calibrados bajo cargas aplicadas conocidas, se puede registrar el patrón de fuerza en un período típico de trabajo de la estructura usando equipo de adquisición de datos análogo o digital. Los componentes deben ser seleccionados de modo que los componentes más cargados pueden ser deducidos independientemente usando los coeficientes de influencia obtenidos con las cargas de calibración.

Alternativamente, se pueden montar celdas de carga en las interfaces entre la carga aplicada y la estructura y se puede obtener un registro continuo usando el mismo equipo.

La masa, rigidez y decremento logarítmico de la estructura de prueba debe estar dentro del 30% del que tiene el diseño final y la frecuencia natural de los modos que generan las más grandes fluctuaciones de deformación

deben estar dentro del 10%. Si ésto no ocurre, la respuesta de carga debe ser verificada subsecuentemente sobre una estructura hecha de acuerdo con el diseño final.

La componente de frecuencia del espectro de carga obtenido con el período de trabajo debe multiplicarse por la relación de la vida de diseño y el período de trabajo para obtener el espectro final de diseño. Se debe tener en cuenta el crecimiento en amplitud o frecuencia durante la vida de diseño cuando se requiera.

(b) Estructuras fijas sometidas a carga ambiental, por ejemplo mástiles, chimeneas y estructuras mar adentro sobre cubierta.

Los métodos de derivación del espectro de carga son básicamente los mismos descritos en F.7.8.4.2 (a) excepto que el período de trabajo generalmente necesitará ser más largo debido a la necesidad de obtener un espectro representativo de las cargas ambientales tales como viento y olas. El daño por fatiga tiende a estar confinado a una banda específica en el espectro global de carga debido a efectos de resonancia inducidos por el flujo del fluido. Todo esto tiende a ser muy específico en dirección, frecuencia y amortiguamiento y por esta razón se necesita mayor precisión para simular las propiedades estructurales (masa, rigidez y amortiguamiento) y las propiedades aerodinámicas (geometría de la sección transversal).

Se recomienda que la carga sea verificada subsecuentemente sobre una estructura con el diseño final si los datos de carga originales son obtenidos de estructuras con una frecuencia natural o un amortiguamiento que difieran en más del 10%, o si la forma de la sección transversal no es idéntica.

Se puede obtener un espectro de diseño final en términos de dirección, amplitud y frecuencia de carga, apropiadamente modificado comparando los datos de carga obtenidos durante el período de recolección de datos con los registros meteorológicos obtenidos para un período igual a la vida de diseño típica de la estructura.

(c) Estructuras móviles, por ejemplo vehículos de carretera y sobre rieles y botes.

En estos tipos de estructura, la geometría de la superficie sobre la que se mueve la estructura debe definirse adecuadamente en términos de forma y amplitud de ondulaciones y frecuencia porque ésto tendrá un efecto significativo en la carga dinámica sobre la estructura. Otros efectos de carga tales como cargas de cargue y descargue pueden medirse usando los principios presentados en F.7.8.4.2 (a).

Las superficies sobre las que se mueve la estructura tales como pistas construidas con el propósito de ensayo, pueden usarse para obtener historias de carga para diseños prototipo. Se deben usar con precaución los datos de carga de estructuras previas ya que pequeñas diferencias pueden alterar substancialmente la respuesta dinámica. Se recomienda que esa carga se verifique en el diseño final si no se adopta un ensayo de fatiga a escala natural (véase F.7.8.4.4).

F.7.8.4.3 - Derivación de los datos de esfuerzo

(a) Datos de ensayo de componentes - Cuando hay miembros simples tales que las principales componentes de fuerza en el miembro pueden ser calculadas o medidas fácilmente, es apropiado probar componentes que contengan la unión o detalle que debe ser analizado.

Un especimen apropiado de idénticas dimensiones al usado en el diseño final debe ser calibrado usando un método conveniente tal como deformímetros eléctricos, patrones con borde de moiré o técnicas elásticas térmicas. Los extremos del componente deben estar suficientemente alejados del área local de interés para que los efectos locales en el punto de aplicación de las cargas no afecten la distribución de esfuerzos en ese punto. Las componentes de fuerza y los gradientes de esfuerzos en la región de interés deben ser idénticos a los que tendría en la estructura completa.

Se pueden obtener coeficientes de influencia a partir de cargas estáticamente aplicadas que permitirán determinar el patrón de esfuerzos para cualquier combinación deseada de componentes de carga. Los coeficientes pueden ser obtenidos, si se requiere, a partir de especímenes a escala siempre que el componente total se escale igualmente.

(b) Datos de ensayo de estructuras - En ciertos tipos de estructura tales como estructuras de cascarones, la continuidad del material estructural puede hacer impracticable el aislar componentes con fuerzas simples aplicadas. En este caso los datos de esfuerzo deben obtenerse a partir de prototipos o estructuras de producción.

Para la medición, se pueden usar métodos similares a los de ensayos de componentes. Para el uso más general, se recomienda que las cargas estáticas se apliquen como componentes individuales de modo que los esfuerzos puedan combinarse usando los coeficientes de influencia individuales para el punto de interés. La carga debe pasar por un ciclo de prueba antes de obtener los datos de coeficientes de influencia.

(c) Verificación de la historia de esfuerzos - El mismo método descrito en F.7.8.4.3(b) puede ser usado para verificar la historia de esfuerzos en un punto durante la prueba del prototipo bajo una carga específica. En este caso, el equipo para la adquisición de datos usado en F.7.8.4.2 (a) debe ser usado para registrar la historia de esfuerzo total o para realizar una operación de conteo de ciclos. El conteo de ciclos puede ser usado para predecir la vida una vez que la curva $\mathbf{f_r - N}$ apropiada haya sido escogida.

Otra opción, que puede ser usada en el caso de historias de carga sobre las que se tenga incertidumbre, es mantener el dispositivo de conteo de ciclos permanentemente fijado a la estructura en servicio.

F.7.8.4.4 - Derivación de los datos de resistencia a la fatiga

(a) Ensayo de componentes - Siempre que los espectros de fuerza o los datos de historia de esfuerzo sean conocidos, se puede hacer el ensayo de componentes para verificar el diseño de partes críticas de la estructura. El componente a ensayar debe ser fabricado con exactamente las mismas dimensiones y procedimientos que se intenta usar en el diseño final. Todos estos aspectos deben estar completamente documentados antes de fabricar el componente de prueba. Adicionalmente, cualquier método de ensayo no destructivo y los criterios de aceptación deben estar documentados en el informe conjuntamente con el informe del inspector sobre la calidad de las uniones a ensayar.

Los especímenes de prueba deben ser cargados de manera similar a la descrita en F.7.8.4.2 (a). Se deben usar medidores de deformación para verificar que las fluctuaciones de esfuerzo son las requeridas. La localización de estos medidores debe ser tal que ellos estén registrando el parámetro de esfuerzo correcto (véase F.7.7.5). Si se está registrando el esfuerzo nominal, el medidor debe estar por lo menos a 10 mm de cualquier borde de la soldadura. Cuando el gradiente de esfuerzos es alto se deben usar tres medidores para permitir la interpolación.

Para obtener una curva $\mathbf{f_r - N}$ que sirva para diseño, se debe ensayar un número mínimo de ocho especímenes idénticos que den resistencias a la fatiga en el rango de 10^3 a 10^8 ciclos. Se debe calcular una curva media y una curva de diseño que es paralela a la media pero separada no menos de 2 desviaciones estándar y no mayor que el 80% del valor de la resistencia, lo que sea menor. Esto tiene en cuenta las amplias variaciones en la producción que normalmente se esperan en un único juego de especímenes para ensayo de fatiga.

Para diseños con tolerancia de daño se debe obtener un registro del crecimiento de la grieta de fatiga con el número de ciclos.

Alternativamente, si se conoce la historia de esfuerzos de diseño y está disponible un equipo de amplitud variable, el especimen puede ser ensayado bajo la historia de esfuerzos no mayorada.

(b) Ensayos a escala natural - Se pueden hacer ensayos a escala natural bajo las condiciones de operación reales o en un equipo de ensayo con las componentes de carga de prueba aplicadas hidráulicamente o con otros métodos de control.

Las condiciones para la fabricación de la estructura deben ser las mismas que para en ensayo de componentes descritas en el literal (a) de este numeral.

Las cargas aplicadas no deben exceder las cargas nominales.

Cuando las cargas de servicio varían de una manera aleatoria entre límites, deben representarse mediante una serie equivalente de cargas acordada por las partes interesadas.

Alternativamente, la carga, o cargas, de prueba debe ser igual a la carga, o cargas, sin mayorar.

La aplicación de cargas a la muestra debe reproducir exactamente las condiciones de aplicación esperadas para la estructura o el componente en servicio.

El ensayo debe continuar hasta que ocurra la fractura o hasta que la muestra sea incapaz de responder a la carga total de prueba a causa del daño sufrido.

El número de aplicaciones de carga, o cargas, de prueba para la falla debe ser exactamente contado y registrado con observaciones sobre el desarrollo progresivo de defectos.

F.7.8.4.5 - *Aceptación* - El criterio de aceptación depende de si la estructura es requerida para un comportamiento de vida segura o para un comportamiento de daño tolerable.

(a) En un diseño de vida segura, el estado límite determinante es aquel definido en F.7.3.6.2. Para aceptación, la vida hasta la falla determinada mediante ensayo y ajustada para tener en cuenta el número de resultados de ensayos disponible, no debe ser menor que la vida de diseño mayorada como se define en F.7.3.6.2.

$$\frac{N_a}{F} \geq \text{vida de diseño mayorada} \qquad \textbf{(F.7-133)}$$

donde

N_a = media logarítmica de la vida hasta la falla
F = coeficiente dependiente del número efectivo de resultados de ensayos disponible, como se define en la tabla F.7.8.1

(b) En un diseño con tolerancia de daño, el estado límite determinante es aquel definido en F.7.3.6.3. La aceptación depende de la vida de una grieta que alcanza un tamaño que podría ser detectado por un método de inspección que puede ser aplicado en servicio. También depende de la tasa de crecimiento de la grieta, consideraciones de longitud crítica de grieta y las implicaciones para la seguridad residual de la estructura y el costo de reparación.

Los criterios para factorar la vida medida y para aceptación variarán de una aplicación a otra y deben ser acordados con el ingeniero responsable de la aceptación.

Tabla F.7.8.1
Coeficiente de prueba de fatiga F

Resultados de ensayo	Número de muestras ensayadas							
	1	2	4	6	8	9	10	100
Muestras idénticas ensayadas, todas, a la falla. Todas las muestras fallaron, coeficientes basados en la media logarítmica suponiendo que la desviación estándar de la población es (log 0.176)	3.80	3.12	2.73	2.55	2.48	2.44	2.40	2.09
Muestras idénticas ensayadas simultáneamente. Primera muestra en fallar con una desviación estándar de la población supuesta como (log 0.176)	3.80	2.67	2.01	1.75	1.60	1.54	1.54	0.91

F.7.8.5 - INFORME - Al concluir cualquier ensayo realizado de acuerdo con esta sección se debe redactar un certificado de prueba tipo que contenga la siguiente información:

(a) nombre y dirección del laboratorio

(b) referencia de acreditación del equipo de ensayo (cuando sea apropiado)

(c) fecha del ensayo

(d) nombre o nombres de los testigos

(e) descripción de las muestras ensayadas mediante:

- número de serie (cuando sea apropiado), o
- número de plano o planos (cuando sea apropiado), o
- descripción con esquemas o diagramas, o
- fotografías

(f) descripción de los sistemas de carga aplicados incluyendo referencias a las normas que sean necesarias

(g) registro de las aplicaciones de carga y las reacciones a la carga medidas, esto es, deflexión, deformación, vida

(h) resumen de cargas, deformaciones y esfuerzo en puntos de críticos de aceptación, correspondientes a los criterios de aceptación definidos en F.7.8.3.2

(i) registro de la carga última y el modo de falla

(j) registro de localización de observaciones mediante referencia a (e).

(k) notas sobre cualquier comportamiento observado relevante para la seguridad o servicio del objeto ensayado, por ejemplo, naturaleza y localización del agrietamiento en un ensayo de fatiga

(l) registro de las condiciones ambientales en el momento del ensayo cuando sea relevante

(m) informe de validación por parte de la autoridad competente, de todo el equipo de medición usado

(n) definición del propósito u objetivos del ensayo

(o) informe de cumplimiento o no cumplimiento con los criterios de aceptación relevantes

(p) registro de nombres y cargos de las personas responsables del ensayo y que elaboran el informe

(q) número de serie del informe y fecha de expedición

APENDICE F.7-A
NOMENCLATURA DE PRODUCTOS DE ALUMINIO

F.7.A.1 - INTRODUCCION

La información completa sobre la nomenclatura de las aleaciones de aluminio forjado y de fundición se consigue en las normas internacionales.

F.7.A.2 - GRUPOS DE ALEACIONES

F.7.A.2.1 - GENERALIDADES - La primera parte de la designación de una aleación de aluminio indica el grupo de aleación y consiste de cuatro dígitos así:

(a) Aluminio 99.00% (m/m) mínimo y más	1***
(b) Grupos de aleaciones de aluminio según su mayor elemento aleado	
Cobre	2***
Manganeso	3***
Silicio	4***
Magnesio	5***
Magnesio y silicio	6***
Zinc	7***
Otro elemento	8***
Serie no usada	9***

F.7.A.2.2 - GRUPO 1* -** En el grupo 1***, para pureza mínima de aluminio del 99.00% (m/m) y mayor, los dos últimos de los cuatro dígitos en la designación indican el porcentaje mínimo de aluminio. Estos dígitos son los mismos dígitos que hay a la derecha del punto decimal en el porcentaje mínimo de aluminio cuando se expresa aproximado al 0.01% (m/m) más próximo.

El segundo dígito en la designación indica modificaciones en los límites de impurezas o elementos aleados. Si el segundo dígito es cero, indica un aluminio no aleado con límites de impureza naturales. Los números 1 a 9, que se asignan consecutivamente cuando se necesitan, indican control de una o más impurezas individuales o elementos aleados.

F.7.A.2.3 - GRUPOS 2* a 8*** -** En los grupos 2*** a 8***, los últimos dos de los cuatro dígitos de la designación no tienen significado especial sino que sirven únicamente para identificar las diferentes aleaciones de aluminio dentro del grupo. El segundo dígito indica modificaciones en la aleación. Si el segundo dígito es cero, indica la aleación original. Los números 1 a 9, que son asignados consecutivamente, indican modificaciones de la aleación.

F.7.A.2.4 - VARIACIONES NACIONALES - Las variaciones nacionales de aluminio forjado y aleaciones de aluminio forjado registradas por diferentes países se identifican por una letra serial después de la designación numérica. Las letras seriales son asignadas en secuencia alfabética empezando por la A para la primera variación nacional registrada pero omitiendo la I, O y Q.

F.7.A.3 - TEMPLE O CONDICION

F.7.A.3.1 - GENERALIDADES - La designación para el temple o condición del aluminio o de la aleación de aluminio se indica con una letra que puede ir seguida por un número o números. Esta parte de la designación sigue a la designación del grupo de aleación y está separada por un guión.

F.7.A.3.2 - ALEACIONES NO TRATADAS EN CALIENTE - Las aleaciones no tratadas en caliente (por ejemplo, 5083) son aquellas cuya resistencia sólo puede ser incrementada por endurecimiento por deformación. Este endurecimiento por deformación puede ser deliberado, como en el enderezamiento por estirado de una extrusión, o debido a formado

u otro trabajo en frío de un producto terminado. Los temples de los productos no tratados en caliente se identifican por sufijos con las siguientes letras y símbolos:

F **Como fue fabricado**. Esta designación de temple se aplica al material que adquiere algún temple con el proceso de formación en el que no hay control especial sobre el tratamiento térmico o el endurecimiento por deformación. Para productos forjados sin límites de propiedades mecánicas.

O **Recocido**. Esta designación de temple se aplica al material que es totalmente recocido para obtener la más baja condición de resistencia.

H **Endurecido por deformación**. Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío y recocido parcial (o formado en caliente), o a una combinación de trabajo en frío y recocido parcial o estabilización, para lograr las propiedades mecánicas especificadas. La H va siempre seguida por dos o más dígitos que indican el grado final de endurecimiento por deformación.
El primer dígito que sigue la H indica la combinación específica de operaciones básicas como sigue:

H1 **Endurecido por deformación únicamente**. Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío después del recocido o formado en caliente.

H2 **Endurecido por deformación y parcialmente recocido**. Esta designación de temple se aplica para conseguir las propiedades mecánicas especificadas.

H3 **Endurecido por deformación y estabilizado**.

El segundo dígito (2, 4, 6 u 8) que sigue la designación H1 o H2 indica el grado de endurecimiento por deformación en orden ascendente de temple.

El efecto de calentar estos materiales es reducir su resistencia. La resistencia sólo puede ser recuperada por más endurecimiento por deformación.

F.7.A.3.3 - ALEACIONES TRATADAS EN CALIENTE - Las aleaciones tratadas en caliente (por ejemplo, 6082) derivan su resistencia mejorada de una o dos fases de tratamiento en caliente. La primera fase, tratamiento en caliente de solución, consiste en calentar el material completamente hasta una alta temperatura prescrita y luego enfriarlo bruscamente sumergiéndolo en agua fría; el enfriamiento rápido incrementa considerablemente la resistencia por encima de la condición caliente, recocida. En la segunda fase, tratamiento en caliente de precipitación, o envejecimiento, se mantiene el material durante un tiempo prescrito a una temperatura moderada y esto produce un incremento adicional en la resistencia. Con algunas aleaciones, el envejecimiento ocurre naturalmente después de algunos días o semanas a temperatura ambiente y, por lo tanto, se puede descartar el segundo tratamiento formal en caliente. La condición de un producto tratable en caliente se identifica por los siguientes sufijos con letras y símbolos.

O Recocido
F Como fue fabricado, sin tratamiento formal en caliente
T4 Tratado en caliente en solución y envejecido naturalmente
T5 Enfriado después de un proceso de formación a temperatura elevada y luego envejecido artificialmente
T6 Tratado en caliente en solución y luego envejecido artificialmente
T8 Tratado en caliente en solución, trabajado en frío y luego envejecido artificialmente

F.7.A.4 - EJEMPLOS DE NOMENCLATURA DE ALEACION Y TEMPLE

Algunos ejemplos de nomenclatura de aleación y temple son los siguientes:

(a) **5154A-H24** Indica la aleación 5154 de magnesio, no tratada en caliente, con una variación nacional, que ha sido endurecida por deformación y parcialmente recocida para lograr las propiedades mecánicas especificadas para un temple entre el recocido y el completamente endurecido.
(b) **6082-T6** Indica la aleación de forjado 6082 de magnesio - silicio, tratable en caliente, en la forma de totalmente tratada en caliente.

F.7.A.5 - NOMENCLATURA DE TEMPLE PARA ALEACIONES EN NORMAS QUE NO HAN ADOPTADO EL SISTEMA DE DESIGNACION DE TEMPLE ALTERNO NTC 1937 (ISO 2107)

F.7.A.5.1 - GENERALIDADES - Aquellas aleaciones que no han adoptado el sistema de designación de temple alterno NTC 1937 (ISO 2107), usan el siguiente sistema de designación de temple.

F.7.A.5.2 - ALEACIONES NO TRATADAS EN CALIENTE - El temple de las aleaciones no tratadas en caliente se identifica por los siguientes sufijos con letras y símbolos:

O	La más blanda, esto es, recocida
M	Como fue fabricada, esto es, parcialmente endurecida en el curso ordinario de la fabricación
H2 a **H18**	Grados progresivos de endurecimiento

F.7.A.5.3 - ALEACIONES TRATADAS EN CALIENTE - La condición de un producto tratado en caliente se identifica por un sufijo con una o dos letras:

O	Recocida
M	Como fue fabricada, sin tratamiento formal en caliente
TB	Tratada en caliente en solución
(TB7	Tratada en caliente en solución y estabilizada, se aplica a fundiciones)
TF	Totalmente tratada en caliente, esto es, con las dos fases de tratamiento
TE	Envejecida artificialmente sin un tratamiento en caliente en solución previo
TH	Tratada en caliente en solución, trabajada en frío y luego envejecida artificialmente

F.7.A.5.4 - EJEMPLOS DE NOMENCLATURA DE ALEACION Y TEMPLE - Algunos ejemplos de nomenclatura de aleación y temple se dan a continuación:

(a) LM25-TE	Indica la aleación de fundición LM25 de magnesio - silicio, tratada en caliente, con tratamiento en caliente de precipitación únicamente.
(b) 7020-TF	Indica la aleación de forjado 7020 de zinc, tratable en caliente, en la forma totalmente tratada en caliente.

F.7.A.6 - EQUIVALENTES DE ALEACIONES DE ALUMINIO

La tabla F.7.A.1 enumera los equivalentes extranjeros más cercanos de las aleaciones de forjado y fundición de las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2. No son necesariamente equivalentes exactos y para información detallada sobre su composición y propiedades se deben consultar las normas internacionales pertinentes. Se dan también las anteriores designaciones de las aleaciones de las tablas F.7.2.1 y F.7.2.2.

Tabla F.7.A-1
Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición

British Standard	ISO	BS anterior	International Aluminium Association	Austria	Bélgica	Canadá	Francia	Alemania
1200	Al99,0	S1C	1200	Al99	1200	2S	1200	Al99
3103	Al Mn1	N3	3103	AlMn	-	-	-	AlMn1
3105	Al Mn0,5Mg0,5	N31	3105	-	-	-	3105	AlMn0,5Mg0,5
5083	Al Mg4,5Mn0,7	N8	5083	AlMg4,5Mn	5083	5083	5083	AlMg4,5Mn
5154A	Al Mg3,5(A)	N5	5154A	-	5154	-	5154	-
5251	Al Mg2	N4	5251	-	5251	-	5251	AlMg2Mn0,3
5454	Al Mg3Mn	N51	5454	-	5454	5454	5454	AlMg2,7Mn
6061	Al Mg1SiCu	H20	6061	-	6061	6061	6061	AlMg1SiCu
6063	Al Mg0,7Si	H9	6063	-	6063	-	-	-
6082	Al Si1MgMn	H30	6082	-	6082	-	6082	AlMgSi1
7020	Al Zn4,5Mg1	H17	7020	AlZn4,5Mg1	7020	-	7020	-
LM5	Al Mg5Si1	LM5	514.1	G-AlMg5	SG AlMg6	GS40	A-G6	G-AlMg5
LM6	Al Si12	LM6	A413,2	G-AlSi	SG AlSi12 DG AlSi12Fe	S12N	A-S13	G-AlSi12
LM25	Al Si7Mg	LM25	A356,2 356.2 357.1 A357,2	-	SG AlSi7Mg	SG 70N SG 70	A-S7G A-S7G03 A-S7G06	G-AlSi7Mg

Tabla F.7.A-1
Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición (continuación)

British Standard	Italia	Japón	Noruega	España	Suecia	Suiza	USA
1200	P-Al99,0	A1200	-	L-3001/Al99	Al99,0	Al99,0	1200
3103	P-Al Mn1,2	-	AlMn1	L-3811/Al-1Mn	Al-Mn1	AlMn	3103
3105	-	A3105	-	L-3831/Al-0,5MnMg	-	-	3105
5083	P-Al Mg4,5	A5083	AlMg4,5Mn	L-3321/Al-4,5Mg	Al-Mg4,5Mn	-	5083
5154A	-	A5154	-	L-3392/Al-3,5Mg	Al-Mg3,5	-	5154
5251	P-Al Mg2Mn	-	AlMg2	L-3361/Al-2Mg	-	-	-
5454	P- Al Mg2,7Mn	A5454	-	L-3391/Al-3MgMn	-	AlMg2,7Mn	5454
6061	P-Al Mg1SiCu	A6061	-	L-3420/Al-1MgSiCu	-	-	6061
6063	P-Al Si0,5Mg	A6063	AlMgSi	L-3441/Al-0,7MgSi	Al-Mg0,5Si	AlMgSi0,5	6063
6082	P-Al Si1MgMn	-	AlSi1Mg	L3453/Al-1SiMgMn	Al-SiMgMn	AlMgSi1Mn	-
7020	P-Al Zn4,5Mg	A7M01	-	L-3741/Al-4Zn1Mg	Al-Zn4,5Mg	AlZn4,5Mg	-
LM5	G-Al Mg5	ADC6 C7AV C7ASAC7A	AlMg5Si1	L-2331	4163	-	514.1
LM6	G-Al Si13	DIV DIS ADC1 C3AV C3AS AC3A	AlSi12(Fe)	L-2520	4261	G-AlSi13	A413,2
LM25	G-Al Si7MgMn	C4CV C4CS AC4C AC4CH C4CHS	AlSi7MgFe	L-2651 L-2652 L-2653	4244 4445	G-AlSi7Mg	A356,2 356.2 357.1 A357,2

APENDICE F.7-B
VALORES TIPICOS DE VIDA DE DISEÑO

El procedimiento de evaluación de la fatiga (véase F.7.7.3) requiere una vida de diseño para la estructura. Cuando esta vida no es especificada por el cliente, el diseñador puede usar los valores típicos dados en la tabla F.7-B.1.

Tabla F.7.B-1
Valores típicos de la vida de diseño

Estructura	Vida de diseño
	años
Puentes de autopistas	120
Obras de protección contra inundaciones	100
Edificios, estructura primaria	100
Rompeolas	60
Torres en celosía y mástiles	50
Torres altas	50
Vehículos sobre rieles	35
Edificios, revestimiento	30
Botes	30
Grúas	20
Contenedores	15
Carrocería de vehículos	10
Andamiaje	10

APENDICE F.7-C
DERIVACION DE LOS ESFUERZOS LIMITE DEL MATERIAL PARA USAR EN EL DISEÑO

F.7.C.1 - ESFUERZOS LIMITES PARA EL MATERIAL BASE

Los esfuerzos límite p_o, p_a y p_v usados en el diseño de miembros que figuran en las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2 se basan en las siguientes expresiones. Estas expresiones pueden usarse para obtener p_o, p_a y p_v para materiales no cubiertos por las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2.

(a) Materiales que tienen $f_u \leq 1.4f_{0.2}$

$$p_o = f_{0.2}$$

$$p_a = 0.5(f_{0.2} + f_u)$$

$$p_v = 0.6p_o$$

(b) Materiales que tienen $f_u > 1.4f_{0.2}$

$$p_o = 1.28f_{0.2} - 0.2f_u$$

$$p_a = 1.2f_{0.2}$$

$$p_v = 0.6p_o$$

donde $f_{0.2}$ y f_u son normalmente tomados como el esfuerzo de prueba a tensión del 0.2% mínimo garantizado y la resistencia a tensión del material, respectivamente. Cuando no se cita un valor garantizado para uno o ambos, se pueden usar valores supuestos para $f_{0.2}$ y f_u como se indica a continuación:

(1) valores iguales al 80% de los valores típicos dados por los fabricantes, o
(2) los valores para el mismo material en la condición O

F.7.C.2 - ESFUERZO LIMITE PARA EL MATERIAL DE APORTE

F.7.C.2.1 - VALORES MEJORADOS DE p_w - Los valores para el esfuerzo límite p_w del metal de aporte dados en la tabla F.7.6.2 se basan en resultados de ensayos para especímenes soldados a tope. Con ciertas aleaciones permitidas como metal de aporte, se encuentran resistencias de soldadura mayores que las dadas en la tabla F.7.6.2. Para sacar provecho de ésto en el diseño, se permite tomar p_w de la tabla F.7.C.1 en lugar de la tabla F.7.6.2.

Se enfatiza que estos valores más altos son únicamente válidos si se toman todas las precauciones para evitar el agrietamiento.

F.7.C.2.2 - DETERMINACION DE p_w PARA OTRO MATERIAL - Cuando las soldaduras sean hechas sobre aleaciones base no cubiertas por la tabla F.7.C.1, el esfuerzo límite p_w del metal de aporte debe obtenerse experimentalmente.

F.7.C.3 - ESFUERZO LIMITE PARA EL MATERIAL DE LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR

F.7.C.3.1 - EXPRESIONES BASICAS - Los esfuerzos límite p_{az} y p_{vz} para el material de la zona afectada por el calor usados en el diseño de uniones soldadas, presentados en la tabla F.7.6.3, se basan en la expresión pertinente de las siguientes. Estas expresiones pueden usarse para materiales no cubiertos en esa tabla.

(a) Material tratable en caliente:

$$p_{az} = k'_z p_a$$

$$p_{vz} = 0.6p_{az}$$

donde

p_a = esfuerzo límite del material base, dado en la tabla F.7.4.1 o en F.7.C.1
k'_z = coeficiente de ablandamiento modificado, encontrado en F.7.E.2

(b) Material no tratable en caliente:

$$p_{az} = 1.2 f_{0.2}$$
$$p_{vz} = 0.6 p_{az}$$

donde

$f_{0.2}$ = esfuerzo de prueba del 0.2% mínimo garantizado para el material base considerado, si está en la condición recocida O. Cuando esté disponible solamente un valor típico de $f_{0.2}$, debe usarse una cifra igual al 80% de este valor en la expresión de p_{az}

F.7.C.3.2 - MATERIAL DE LA SERIE 7* -** Los valores alternos A y B para p_{az} y p_{vz} se obtienen usando el valor apropiado de k'_z en F.7.C.3.1 (a). El valor de k'_z es normalmente el dado en F.7.E.2. Cuando se está encontrando el valor A, sin embargo, es algunas veces posible tomar un valor más favorable de k'_z. Esto se puede aplicar cuando cualquiera de lo siguiente ocurre:

(a) una soldadura de una pasada se coloca aislada, o
(b) se ejerce un control térmico más estricto que el normalmente exigido.

Véase F.7.E.2.3, casos 1 y 2.

Tabla F.7.C-1
Esfuerzo límite p_w del metal de aporte

Metal de aporte		Metal base								
Tipo	Aleación	No tratable en caliente						Tratable en caliente		
		1200	3103 3105	5251	5454	5154A	5083	6063	6061 6082	7020
		kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2	kgf/mm^2
1	1080A	5.5								
	1050A	5.5								
3	3103		8.0							
4	4043A	7.0	9.0					15.0	19.0	
	4047A	7.0						15.0	19.0	
5	5356			20.0	21.5	21.5	24.5	15.5	20.5	25.5
	5056A									
	5183			20.0	21.5	21.5	27.5	16.5	22.0	26.5
	5556A									
	5554 1)				19.0					
	5154A 1)					21.0				

1) Se deben usar estas aleaciones cuando la corrosión sea un posible problema.
NOTA. Cuando se usan metales base diferentes, se debe dar el menor valor de los dos esfuerzos límite al metal de aporte.

APENDICE F.7-D
CALCULO DE MOMENTO ELASTO-PLASTICO

F.7.D.1 - GENERALIDADES

Este apéndice da un método alterno, que puede ser usado en lugar de los numerales F.7.4.5.2 o F.7.5.4.1, para obtener la resistencia de diseño a momento M_{RS} de secciones de viga esbeltas y semi-compactas.

El método elasto-plástico presentado es ventajoso en secciones en las que un elemento crítico para pandeo local, que tiene un valor de β aproximadamente en la región de β_o (véase la tabla F.7.4.3), contiene material comprimido que se localiza más cerca del eje neutro que las fibras a tensión más extremas de la sección. Ejemplos típicos son secciones en las que:

(a) El material en extrema compresión, incluyendo un elemento de aleta crítico, se localiza más cerca del eje neutro que el material en extrema tensión (véase la figura F.7.D.1 (a)); o

(b) Un elemento crítico de alma termina a alguna distancia hacia adentro de la cara en extrema compresión, debido a la presencia de una platina de encaje (véase la figura F.7.D.1 (b))

El uso de este apéndice es desventajoso cuando se aplica a secciones en las que el elemento crítico es muy esbelto $(\beta >> \beta_o)$.

F.7.D.2 - PATRON DE ESFUERZO ELASTO-PLASTICO

F.7.D.2.1 - REGLAS PARA LA CONSTRUCCION DEL PATRON DE ESFUERZO - Un patrón de esfuerzo elasto-plástico idealizado se construye, basándose en un material supuesto con fluencia súbita en p_o (en lugar de la curva real esfuerzo-deformación). En la figura F.7.D.1 se dan ejemplos típicos. Las reglas para construir tal patrón son las siguientes:

(a) Los cálculos se hacen usando una sección neta efectiva en la que se toman espesores reducidos para tener en cuenta el ablandamiento de la zona afectada por el calor y también se hace reducción por agujeros pero no se hace reducción por pandeo local. La nota 5 del literal (c) del numeral F.7.4.5.2 debe ignorarse.

(b) Los elementos se clasifican de acuerdo con el literal (c) del numeral F.7.4.3.3.

(c) El esfuerzo límite de compresión p_m, en un elemento esbelto, se encuentra mediante:

$$p_m = k_L p_o$$

donde

p_o = esfuerzo límite para el material (véanse las tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)
k_L = coeficiente de pandeo local, encontrado en F.7.4.3.4 (literal (a))

Para un alma longitudinalmente rigidizada, generalmente se obtienen diferentes valores de p_m para los diferentes sub-paneles, basándose en sus diferentes valores de k_L.

Para aplicar las reglas (b) y (c), el valor ε debe siempre ser determinado usando la expresión de la nota 1 de la tabla F.7.4.3. El valor modificado de ε dado en F.7.4.3.3 (d) o en la nota 3 de F.7.4.5.2 (c) no es válido para ser usado con este apéndice.

(d) El patrón de esfuerzo debe ser tal que la fuerza total de compresión balancee la de tensión.

(e) En el lado a tensión, el esfuerzo en la fibra extrema no debe exceder p_o. Se permite que la plasticidad se extienda hacia adentro desde esta cara.

(f) En el lado a compresión, el esfuerzo en cualquier elemento no debe exceder un valor límite p dado por:

1. **Elemento totalmente compacto o semi-compacto**

$$p = p_o$$

2. **Elemento esbelto**

$$p = p_m$$

(g) Se puede permitir que la plasticidad se extienda hacia adentro desde la cara a compresión de la sección únicamente si la aleta a compresión es totalmente compacta.

(h) Para una sección con una aleta a compresión totalmente compacta y con una platina de encaje adyacente al borde a compresión de un alma semi-compacta o esbelta (véase la figura F.7.D.1 (b)), la distancia que puede extenderse la plasticidad hacia adentro desde la cara de compresión está limitada como se indica a continuación:

(1) alma semi-compacta: la plasticidad no debe extenderse más allá del extremo a compresión del alma.
(2) alma esbelta: la regla (f) (2) debe ser satisfecha para el alma.

F.7.D.2.2 - SECCIONES HIBRIDAS - Para aplicar el numeral F.7.D.2.1 a una sección híbrida, fabricada con componentes de diferente resistencia, es útil recordar que la distribución de deformaciones será lineal en la dirección de la sección transversal. Esto tiene las siguientes implicaciones para el patrón de esfuerzos supuesto.

(a) En la zona elástica, el esfuerzo varía linealmente a cada lado del eje neutro, sin escalones.

(b) En cualquier zona plástica habrá cambios en escalón del esfuerzo entre materiales de diferente p_o.

(c) En la unión entre las zonas elástica y plástica, también habrá un escalón si esta unión coincide con un cambio de material.

F.7.D.3 - CALCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO

F.7.D.3.1 - GENERALIDADES - La resistencia a momento de diseño M_{RS} se encuentra usando la siguiente expresión:

$$M_{RS} = \phi\, M_u$$

donde

M_u = momento último encontrado según F.7.D.3.2 o F.7.D.3.3
ϕ = coeficiente de reducción de capacidad (véase la tabla F.7.3.1)

F.7.D.3.2 - SECCIONES ESBELTAS - M_u se toma como el momento correspondiente al patrón de esfuerzos adoptado (véase F.7.D.2).

F.7.D.3.3 - SECCIONES SEMI-COMPACTAS - M_u se encuentra por interpolación, como sigue:

$$M_u = M_{us} + \frac{\beta_o - \beta}{\beta - \beta_{1o}}\left(M_{uf} - M_{us}\right)$$

donde

$\mathbf{M_{us}}$ = momento correspondiente al patrón de esfuerzos adoptado (véase F.7.D.2.1)

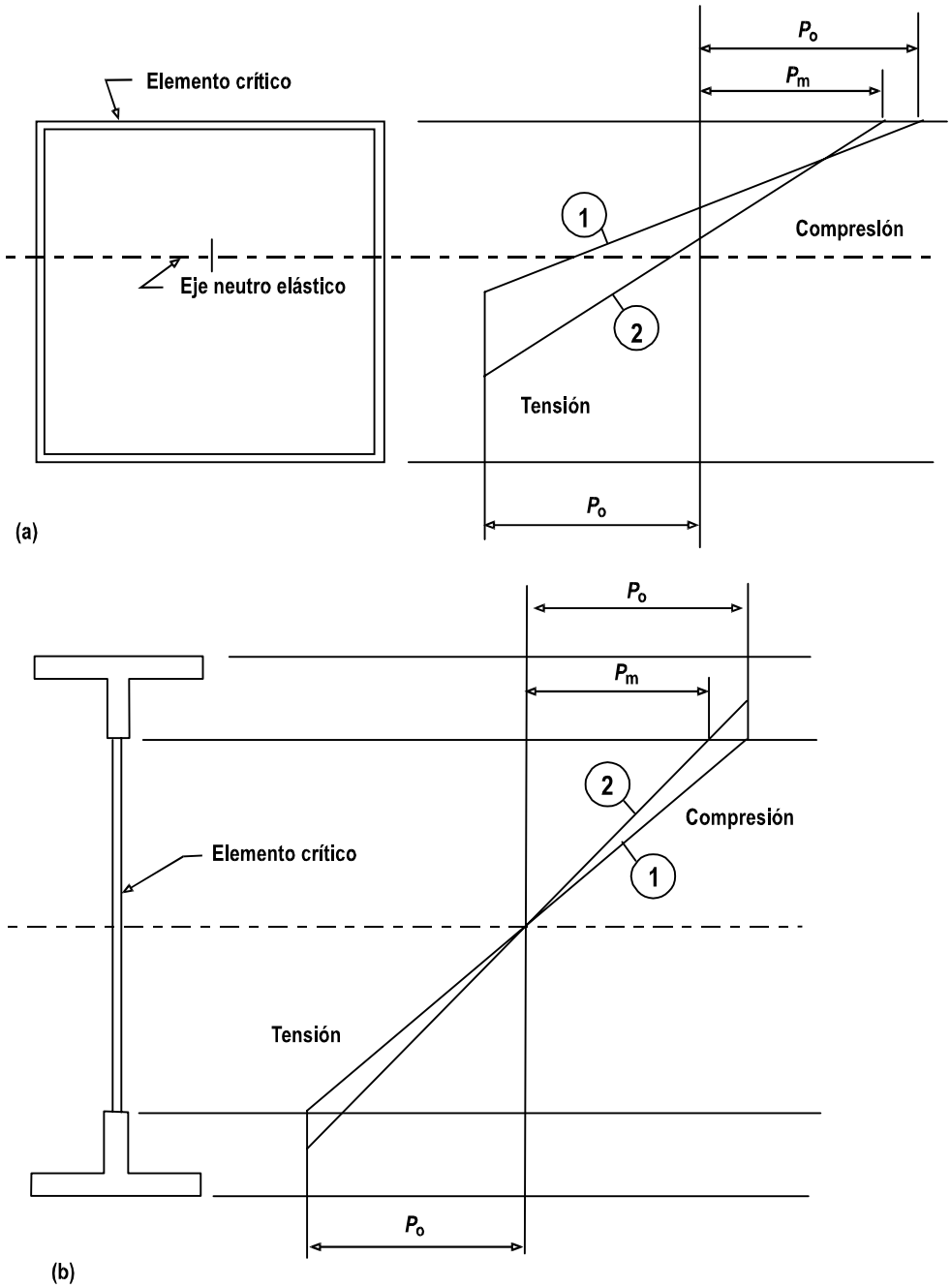
$\mathbf{M_{uf}}$ = $\mathbf{Sp_o}$

$\mathbf{S}$ = módulo plástico de la sección

$\boldsymbol{\beta}$ = valor de β para el elemento crítico

$\boldsymbol{\beta_1}$, $\boldsymbol{\beta_o}$ = valores límite de β totalmente compacto y semi-compacto para ese elemento (véase la tabla F.7.4.3)

Las limitaciones en la expansión de la plasticidad desde la cara de compresión de la sección, contenidas en F.7.D.2.1 (reglas (g) y (h)), se relacionan con la determinación de $\mathbf{M_{us}}$. Cuando el momento último $\mathbf{M_u}$ actúa, generalmente habrá una expansión incrementada de la plasticidad.



Línea 1: elemento crítico semi-compacto
Línea 2: elemento crítico esbelto

Figura F.7.D-1

Patrones de esfuerzo elasto-plástico supuestos (no híbridas)

APENDICE F.7.E
REGIONES AFECTADAS POR EL CALOR ADYACENTES A SOLDADURAS

F.7.E.1 - INTRODUCCION

F.7.E.1.1 - GENERALIDADES - Los métodos dados en F.7.4.4 para estimar la severidad y extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a soldaduras tiende a ser algunas veces pesimista. Este apéndice da tratamientos alternos para tales casos, que producen valores más favorables de $\mathbf{k_z}$ (severidad, véase F.7.E.2) y $\mathbf{z}$ (extensión, véase F.7.E.3).

En F.7.E.4 se consideran los posibles beneficios del envejecimiento artificial posterior a la soldadura.

Como alternativa del cálculo se permite encontrar la extensión de la región afectada por el calor experimentalmente mediante mediciones de dureza. En F.7.E.5 se dan pautas para hacerlo.

F.7.E.1.2 - CONTROL TERMICO - La extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor, y algunas veces su severidad, depende de la temperatura entre pasadas $\mathbf{T_o}$, esto es, la temperatura del material parenteral adyacente al comienzo de la colocación de una pasada de soldadura cualquiera. Los siguientes factores tienden a elevar $\mathbf{T_o}$:

(a) colocación de pasadas previas en una unión con pasadas múltiples
(b) soldadura previa en una unión cercana
(c) uso de precalentamiento

Un excesivo aumento de temperatura puede prevenirse haciendo control térmico durante la fabricación, esto quiere decir, dejando enfriar el metal adecuadamente entre pasadas. Los métodos dados en F.7.4.4.2 y F.7.4.4.3 para estimar los efectos en la zona afectada por el calor son válidos si el control térmico satisface:

(a) Aleaciones de la serie 7*** $\mathbf{T_o \leq 80^\circ C}$

(b) Otras aleaciones $\mathbf{T_o \leq 100^\circ C}$

A menudo es posible reducir la extensión del ablandamiento en la zona afectada por el calor, y algunas veces su severidad, ejerciendo un control térmico aún más estricto, es decir, especificando un valor menor de $\mathbf{T_o}$. Para aprovechar esta mejoría, el diseñador debe especificar cuál será el control más estricto a usar y dar el valor reducido al que se limitará $\mathbf{T_o}$. Cuando se adopte esta práctica, se pueden usar reglas más favorables para la región afectada por el calor dadas en F.7.E.2.3, F.7.E.3.3 y F.7.E.3.4.

F.7.E.2 - COEFICIENTE DE ABLANDAMIENTO $\mathbf{k_z}$

F.7.E.2.1 - VALORES MODIFICADOS DE $\mathbf{k_z}$ - Cuando la resistencia está gobernada por $\mathbf{p_a}$ o $\mathbf{p_v}$, en vez de $\mathbf{p_o}$, se permite tomar un valor modificado de $\mathbf{k'_z}$ para el coeficiente de ablandamiento, como se da en la tabla F.7.E.1, en lugar del valor normal de $\mathbf{k_z}$ dado en la tabla F.7.4.5. Esto se aplica para lo siguiente:

(a) cortante en vigas (véase F.7.4.5.3)
(b) falla local en miembros a tensión (véase F.7.4.6.1 (b))
(c) aplastamiento local en miembros a compresión (véase F.7.4.7.6)

El uso del valor modificado $\mathbf{k'_z}$ en estos casos, es favorable para la mayoría de los materiales (pero no todos).

F.7.E.2.2 - VALOR DE $\mathbf{k_z}$ PARA OTROS MATERIALES - El coeficiente de ablandamiento ($\mathbf{k_z}$ o $\mathbf{k'_z}$) para materiales no cubiertos por las tablas F.7.4.5 y F.7.E.1, puede encontrarse usando la tabla F.7.E.2.

F.7.E.2.3 - MATERIAL DE LA SERIE 7* -** Para las soldaduras en tales aleaciones que están sometidas a esfuerzo de tensión actuando en forma transversal al eje de la soldadura, el coeficiente de ablandamiento $\left(k_z = k'_z\right)$ debe tomarse como el valor A. El valor de B puede usarse para otras condiciones de esfuerzo.

El valor A debe normalmente tomarse de la tabla apropiada (tabla F.7.4.5 o F.7.E.1). Sin embargo, se permite usar un valor más favorable en los siguientes casos:

(a) Caso 1. Soldadura aislada recta con una sola pasada sin precalentamiento: El valor A puede tomarse igual al valor B, es decir, 1.0 para la condición T4 y 0.8 para la condición T6.

(b) Caso 2. Otras soldaduras con control térmico más estricto: El valor A se puede tomar como sigue:

(1) para $40°C < T_o \leq 80°C$

para condición **T4** $1.2 - 0.005T_o$
para condición **T6** $1.0 - 0.05T_o$

(2) para $T_o \leq 40°C$

para condición **T4** 1.0
para condición **T6** 0.8

donde

T_o = temperatura entre pasadas, a ser especificada en el contrato

F.7.E.3 - EXTENSION DE LA ZONA AFECTADA POR EL CALOR

F.7.E.3.1 - GENERALIDADES - Los métodos dados en F.7.4.4.3 para obtener la dimensión z pueden conducir a sobrestimar de extensión de la zona afectada por el calor. Los siguientes artículos dan tratamientos alternos que pueden usarse para obtener estimativos más favorables en ciertos casos.

F.7.E.3.2 - FORMULA MODIFICADA PARA z - Se permite usar la siguiente expresión para z, en lugar de la dada en el literal (b) de F.7.4.4.3.

$$z = \delta\, \alpha\, \eta\, z_o$$

donde
α y η = coeficientes modificadores (véanse los literales (d) y (e) de F.7.4.4.3)
z_o = valor básico de z

El factor extra δ se toma normalmente como 1.0, pero en los siguientes casos (a) y (b) se permite un valor menor:

(a) Para una unión para la que existen tres o más caminos de temperatura válidos:

$$\delta = 0.75$$

Un camino de temperatura válido es el definido en el literal (e) de F.7.4.4.3.

(b) Para una unión recta de longitud L menor que $5z_o$:

$$\delta = \frac{\left(1.5 + 1.3L/z_o\right)}{\left(3 + L/z_o\right)}$$

Cuando una unión cabe en ambas categorías, el valor de δ debe ser tomado como el menor de los valores dados en (a) y (b).

F.7.E.3.3 - DETERMINACION ALTERNATIVA DE α - Se permite tomar un valor menor de α en los casos Q y R de la tabla F.7.4.6 para una unión en la que se aplique (a) o (b):

(a) Control térmico normal: t_c no excede 25 mm y el área total A (en mm^2) de los depósitos de soldadura en la unión es conocida:

$A \leq 5$	$\alpha = 1.0$
$50 < A \leq 150$	$\alpha = 0.75 + 0.005A$
$A > 150$	$\alpha = 1.5$

(b) Control térmico más estricto:

	$t_c \leq 25$ mm	$t_c > 25$ mm
$0.5T_1 \leq T_o < T_1$	$\alpha = 0.5 + T_o / T_1$	$\alpha = 2T_o / T_1$
$T_o \leq 0.5T_1$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.0$

donde

T_o = temperatura entre pasadas reducida (a ser especificada)
T_1 = temperatura entre pasadas normal
= 80°C para aleaciones de la serie 7***
= 100°C para otras aleaciones
t_c = espesor de la parte más gruesa unida

F.7.E.3.4 - DETERMINACION ALTERNATIVA de η - Cuando se especifica un control térmico más estricto, se permite leer η en la figura F.7.E.1 en lugar de usar el literal (e) de F.7.4.4.3. Las cantidades necesarias para la figura se deben tomar como se indica enseguida:

(a) T_o, T_1 y t_c de acuerdo con F.7.E.3.3
(b) h y h_1 de acuerdo con el literal (e) de F.7.4.4.3
(c) Σ indica la sumatoria de todos los caminos de temperatura de la unión

Cuando $t_c > 25$ mm y se usa precalentamiento, no se permite ninguna mejoría de η. En tales casos se debe usar el valor total de $\eta = 1.33$.

F.7.E.4 - ENVEJECIMIENTO ARTIFICIAL POSTERIOR A LA SOLDADURA

Con aleaciones tratadas en caliente de las series 6*** y 7*** es algunas veces benéfico aplicar un tratamiento térmico en la forma de envejecimiento artificial después de la soldadura. Esto implica calentar el componente soldado a una temperatura entre 100°C y 180°C durante un tiempo de hasta **24h**. El procedimiento exacto depende de la aleación. Los siguientes beneficios pueden lograrse con tal tratamiento.

(a) El tiempo para alcanzar propiedades mecánicas estables se reduce a un valor por debajo del indicado en el literal (c) de F.7.4.4.2.

(b) La resistencia de partes de la zona afectada por el calor (pero no necesariamente de toda) se eleva. En el diseño puede suponerse ésto para reducir efectivamente la extensión de la zona afectada por el calor.

(c) Hay alguna mejoría en la resistencia del metal de aporte.

Para cuantificar estos beneficios es necesario hacer ensayos usando especímenes representativos (véase F.7.E.5). Se debe simular la situación real en términos de: espesor de metal, geometría, metal de aporte y parámetros de soldadura, así como el tratamiento exacto post-soldadura empleado.

F.7.E.5 - MEDICIONES DE DUREZA

F.7.E.5.1 - GENERALIDADES - Se permite determinar la extensión de la zona afectada por el calor experimentalmente (véase el literal (g) de F.7.4.4.3). El método más usual es conducir una medición de dureza.

F.7.E.5.2 - METODO EXPERIMENTAL - El método preferido es el que emplea la técnica Vickers Diamond. Se puede aplicar a cualquier prototipo o fabricación de prueba representando parte de la estructura. El procedimiento consiste en tomar una serie de lecturas de dureza a varias distancias de la soldadura y luego determinar en qué punto las propiedades del material parenteral se han recuperado. Preferiblemente, el especimen debe ser seccionado perpendicularmente a la soldadura y las lecturas deben tomarse a medio espesor sobre la cara cortada (después de la preparación adecuada de la superficie). Sin embargo, puede ser posible tomar las lecturas directamente sobre la superficie del componente.

F.7.E.5.3 - METODO DE INTERPRETACION 1 - Hay dos métodos permitidos para interpretar los resultados de los cuales el método 1 es preferible.

Un gráfico de dureza típico tiene la forma mostrada en la figura F.7.E.2. Sobre él se pueden distinguir dos puntos A y B tal como se muestra. La dimensión z , usada en el diseño para definir la distancia que se extiende la zona afectada por el calor desde la soldadura, debe tomarse como sigue:

$$\mathbf{z = 0.5\left(X_A + X_B\right)}$$

donde

$\mathbf{X_A}$ y $\mathbf{X_B}$ = distancias de los puntos A y B a la línea central de una soldadura a tope o la raíz de una soldadura de filete

F.7.E.5.4 - METODO DE INTERPRETACION 2 - Puede ser usado si sólo se puede distinguir el punto B en el gráfico, es decir, el punto en el que la dureza del material parenteral se ha recuperado efectivamente. El punto A no se puede localizar con facilidad. En este caso, **z** debe tomarse como:

(a) para aleaciones de la serie 5*** $\mathbf{z = 0.65X_B}$

(b) para aleaciones de la serie 6*** $\mathbf{z = 0.75X_B}$

(c) para aleaciones de la serie 7*** $\mathbf{z = 0.90X_B}$

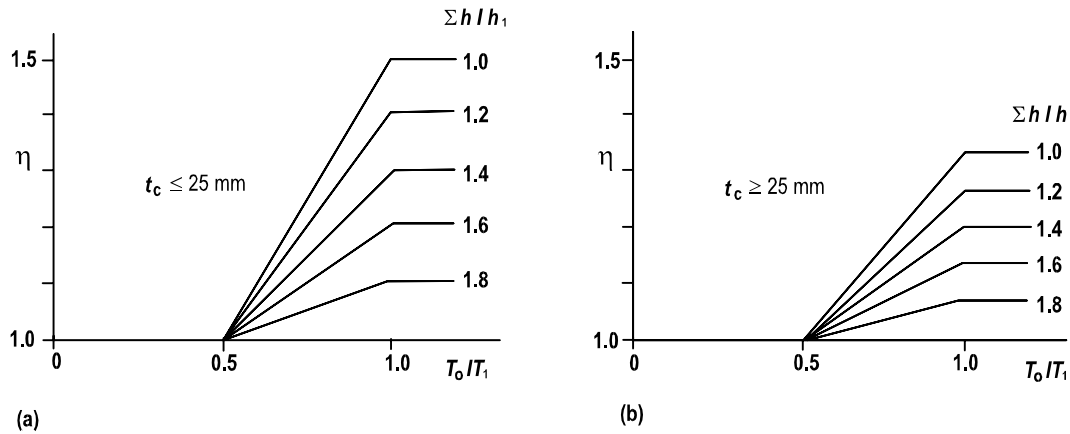


Figura F.7.E-1
Extensión de la zona afectada por el calor, factor η

Tabla F.7.E-1
Coeficiente de ablandamiento modificado k'_z de la zona afectada por el calor

Aleación	Condición	Producto	k'_z
Tratadas en caliente			
6061	T6, TF	E, DT	0.55
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.70
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.55
	T6	DT	0.50
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.55
7020	T4	E, S, P	0,80(A), 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A),0,80(B)
			(nota 2)
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.25
3103	H14	S	0.30
	H18	S	0.24
3105	H14	S	0.28
	H16	S	0.24
	H18	S	0.21
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.55
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.50
	H24	S, P	0.40
5251	F	WT	0.30
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.45
	H24	S, P	0.35
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.45
	H24	S	0.40

NOTA 1. En la columna de producto E, S, P, DT, WT y F se refieren, respectivamente, a extrusión, lámina, plancha, tubería extruida, tubería soldada y forjados.

NOTA 2. Refiérase a F.7.4.4.2 (b) para ver la aplicabilidad de los valores A y B para el material 7020.

Tabla F.7.E-2
Determinación general de k_z y k'_z

Serie de la aleación	Condición	k_z (notas 1 y 2)	k'_z (notas 1 y 2)
Tratadas en caliente			
6***	O, F	1.00	1.00
	T4	1.00	1.00
	T5	0.75	0.75
	T6	0.50	0.55
	Otro (nota 3)	$0{,}50p_{o6}/p_o$	$0{,}55p_{a6}/p_a$
7***	O, F	1.00	1.00
	T4	0,80(A) 1,00(B)	0,80(A) 1,00(B)
	T6	0,60(A) 0,80(B)	0,60(A) 0,80(B)
	Otro (nota 3)	$0{,}6p_{o6}/p_o$(A) $0{,}8p_{o6}/p_o$(B)	$0{,}6p_{a6}/p_a$(A) $0{,}8p_{a6}/p_a$(B)
No tratadas en caliente			
1***, 3*** ó 5***	O, F	1.00	1.00
	Otro (nota 3)	p_{oO}/p_o	p_{aO}/p_a

NOTA 1. k_z es el valor normal. k'_z es un valor modificado para usar en ciertos casos (F.7.E.2.1).

NOTA 2. Notación:

p_o y p_a esfuerzos límite del material parenteral en la condición usada (tablas F.7.4.1 y F.7.4.2)

p_{o6} y p_{a6} esfuerzos límite de los materiales parenterales en la condición T6

p_{oO} y p_{aO} esfuerzos límites de los materiales parenterales en la condición O

NOTA 3. El valor tomado nunca debe exceder 1.0.

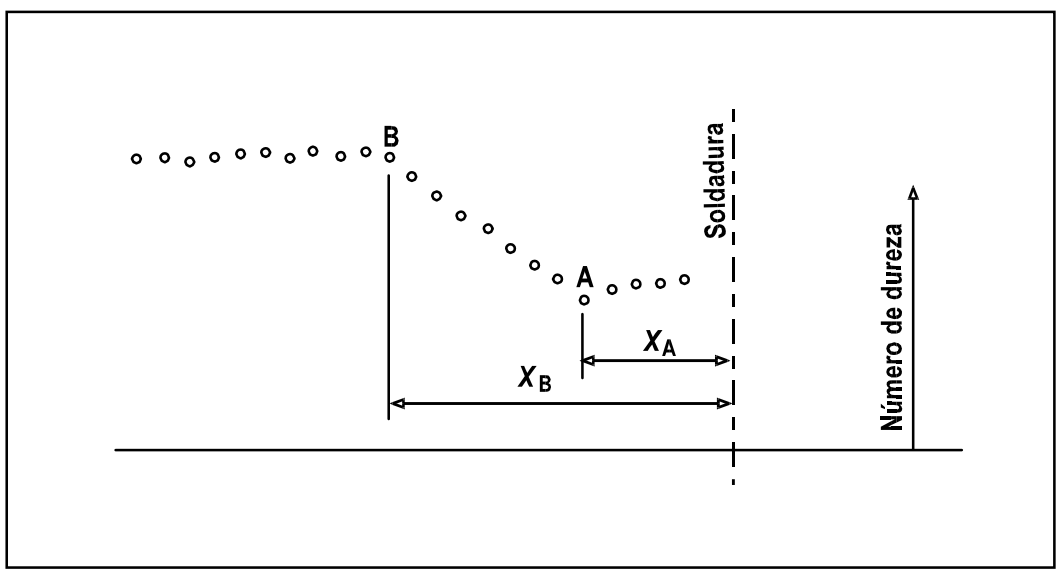


Figura F.7.E-2
Gráfica de dureza típica a lo largo de un camino de calor a partir de una soldadura

APENDICE F.7.F
FORMULAS GENERALES PARA LAS PROPIEDADES TORSIONALES DE SECCIONES ABIERTAS DE PARED DELGADA

F.7.F.1 - GENERALIDADES

Este apéndice muestra cómo determinar las propiedades de ciertas secciones, necesarias para cálculos de pandeo que involucren torsión (véase los apéndices F.7.G y F.7.H). Las propiedades de la sección son las siguientes:

(a) constante de torsión , J (véase F.7.F.2)
(b) segundo momento polar del área respecto al centro de cortante, I_p (véase F.7.F.3)
(c) coeficiente de alabeo, H (véase F.7.F.4)

F.7.F.2 - CONSTANTE DE TORSION

La rigidez torsional de un miembro que tiene una sección transversal de pared delgada, está dada por el producto **GJ** en el que **G** es el módulo de cortante del material y **J** es la constante de torsión de la sección transversal. Para secciones abiertas de pared delgada sin variaciones pronunciadas de espesor, tales como rebordes o bulbos, **J** está dado por:

$$J = \int_0^S \frac{t^3 ds}{3}$$

donde
t = espesor
s = se mide a lo largo de la línea media del perfil
S = longitud total de la línea media

Para una sección compuesta únicamente de elementos de lámina plana, cada uno de espesor uniforme, esta ecuación se reduce a la siguiente:

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3$$

donde **b** es el ancho de un elemento medido a medio espesor del perfil.

Cuando se tiene una sección reforzada con rebordes y/o bulbos, se puede usar la siguiente expresión:

$$J = \sum \left\{ (p + qN) t \right\}^4 + \frac{1}{3} \sum bt^3$$

donde
t = espesor del material plano adyacente
N = dimensión del reborde o bulbo, como se define en la figura F.7.F.1
p y **q** = coeficientes leídos en la figura F.7.F.1

La primera sumatoria se extiende a cada región de reborde o bulbo dentro de la sección (véase la figura F.7.F.1).

Para hacer la segunda sumatoria para los elementos planos, el ancho de cualquier elemento que limita con un reborde o bulbo, debe ser ahora medido hasta el borde del área sombreada mostrada en la figura F.7.F.1.

F.7.F.3 - SEGUNDO MOMENTO POLAR DEL AREA RESPECTO AL CENTRO DE CORTANTE

El segundo momento polar del área respecto al centro de cortante I_p está dado por la siguiente expresión:

$$I_p = I_x + I_y = Ag^2$$

donde

I_x e I_y = segundo momento del área respecto a los ejes centroidales
A = área de la sección
g = distancia entre el centroide G y el centro de cortante S

La posición de S se puede encontrar de acuerdo con lo siguiente:

(a) para secciones bisimétricas o con simetría oblicua, S coincide con G

(b) para secciones compuestas enteramente de aletas salientes (tales como ángulos, secciones en T o cruciformes), S se ubica en el punto de intersección de los elementos componentes

(c) para ciertos tipos específicos de sección, véase la figura F.7.F.2

(d) para secciones monosimétricas compuestas de elementos planos, generalmente, véase F.7.F.5

(e) para secciones asimétricas compuestas de elementos planos, generalmente, véase F.7.F.7

F.7.F.4 - COEFICIENTE DE ALABEO

El coeficiente de alabeo H puede encontrarse de acuerdo con lo siguiente:

(a) para secciones compuestas enteramente de aletas salientes (tales como ángulos, secciones en T o cruciformes), conservadoramente se puede suponer H igual a cero

(b) para ciertos tipos específicos de sección, véase la figura F.7.F.2

(c) para secciones monosimétricas compuestas de elementos planos, véase F.7.F.5

(d) para secciones con simetría oblicua compuestas de elementos planos, véase F.7.F.6

(e) para secciones asimétricas compuestas de elementos planos, véase F.7.F.7

F.7.F.5 - SECCIONES MONOSIMETRICAS COMPUESTAS POR ELEMENTOS PLANOS

F.7.F.5.1 - NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS - La sección se descompone en $2V$ elementos planos, numerados de 1 a V a cada lado del eje de simetría AA, contando hacia afuera del punto B donde la sección transversal intersecta AA (véase la figura F.7.F.3). La siguiente notación se relaciona con el R-ésimo elemento de la mitad superior de la sección:

b = ancho del elemento
t = espesor del elemento
a = distancia perpendicular desde el punto medio del elemento hasta AA
c = ancho proyectado del elemento sobre un eje perpendicular a AA
d = distancia perpendicular desde B hasta la línea central del elemento

$$P = \sum_{2}^{R} bd$$

La sumatoria para P abarca solamente la mitad de la sección por encima de AA. Empieza con el segundo elemento ya que no hay contribución del primer elemento (para el cual $d = 0$).

La convención de signos es la siguiente:

(a) a, b y t son siempre positivos

(b) c es positivo si el elemento considerado en el sentido hacia B es convergente con AA y es negativo si es divergente

(c) d se toma como positivo si el elemento producido en el sentido hacia B tiene a B a su izquierda, y negativo si B está a su derecha

F.7.F.5.2 - FORMULAS - La distancia e a la que se ubica el centro de corte a la izquierda de B está dada por:

$$e = \frac{1}{I_{AA}} \sum_{2}^{V} \left[bt \left(2aP - bd \left(a - \frac{c}{6} \right) \right) \right]$$

donde

I_{AA} = segundo momento del área de toda la sección respecto a AA

El coeficiente de alabeo, H, está dado por:

$$H = 2 \sum_{2}^{V} \left[bt \left(P^2 - bdP + \frac{b^2 d^2}{3} \right) - e^2 I_{AA} \right]$$

Este tratamiento sólo cubre las secciones que pueden ser desarrolladas a partir de una sola lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones que se bifurcan es necesario consultar la literatura pertinente.

F.7.F.5.3 - CALCULO DEL ESPECIMEN - La tabla F.7.F.1 presenta el cálculo del especimen para una sección monosimétrica. Los elementos tomados en consideración en este cálculo son los números dentro de triángulos en el diagrama de la tabla F.7.F.1.

F.7.F.6 - SECCION CON SIMETRIA OBLICUA COMPUESTA DE ELEMENTOS PLANOS

F.7.F.6.1 - NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS - La sección se descompone en $2V$ elementos planos, numerados de 1 a V sobre cada lado del punto de simetría G, contando hacia G (véase la figura F.7.F.4). La siguiente notación se refiere al R-ésimo elemento en la mitad superior de la sección.

b = ancho del elemento
t = espesor del elemento
d = distancia perpendicular desde G a la línea central del elemento
A = área de la sección total

$$P = \sum_{2}^{R} bd$$

La sumatoria P abarca la mitad de la sección solamente. Empieza con el segundo elemento ya que no hay contribución del primero (para el cual $d = 0$). La convención de signos es la siguiente:

(a) $\mathbf{b}$ y $\mathbf{t}$ son siempre positivos

(b) $\mathbf{d}$ se toma como positivo si es elemento producido en el sentido hacia G tiene a G a su izquierda, y negativo si G está a su derecha.

F.7.F.6.2 - FORMULA - El coeficiente de alabeo, H, está dado por la siguiente expresión:

$$H = 2\sum_{1}^{V}\left[bt\left(P + K\right)\left(P + K - bd\right) + \frac{b^2 d^2}{3}\right]$$

donde

$$K = -\frac{2}{A}\sum_{2}^{V}\left[bt\left(P - \frac{bd}{2}\right)\right]$$

Este tratamiento sólo cubre una sección que pueda ser desarrollada a partir de una sola lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones que se bifurcan, consulte la literatura pertinente.

F.7.F.6.3 - CALCULO DEL ESPECIMEN - La tabla F.7.F.2 da el cálculo del especimen de una sección con simetría oblicua. Los elementos tomados en cuenta en este cálculo son los números entre triángulos en el diagrama de la tabla F.7.F.2.

F.7.F.7 - SECCION ASIMETRICA COMPUESTA DE ELEMENTOS PLANOS

F.7.F.7.1 - NOTACION Y CONVENCION DE SIGNOS - La sección se descompone en $\mathbf{n}$ elementos planos, numerados de $\mathbf{1}$ a $\mathbf{n}$ empezando por el extremo E de la sección (véase la figura F.7.F.5).

La siguiente notación se relaciona con el r-ésimo elemento:

$\mathbf{b}$	=	ancho del elemento
$\mathbf{t}$	=	espesor del elemento
$\mathbf{a_u}$ y $\mathbf{a_v}$	=	coordenadas del punto medio $\mathbf{R}$ del elemento con respecto a $\mathbf{u}$, $\mathbf{v}$ (ejes principales de la sección)
$\mathbf{c_u}$ y $\mathbf{c_v}$	=	anchos proyectados del elemento sobre $\mathbf{u}$ y $\mathbf{v}$ respectivamente
$\mathbf{d}$	=	distancia perpendicular desde G (centroide de la sección)
$\mathbf{d'}$	=	distancia perpendicular desde S (centro de corte). $\mathbf{U}$ y $\mathbf{V}$ son las coordenadas de S

$$P = \sum_{1}^{r} bd$$

$$P' = \sum_{1}^{r} bd'$$

La convención de signos es la siguiente:

(a) $\mathbf{b}$ y $\mathbf{t}$ son siempre positivos

(b) $\mathbf{a_u}$ y $\mathbf{a_v}$ son las coordenadas reales de $\mathbf{R}$, pueden ser positivas o negativas dependiendo del cuadrante en que se ubica $\mathbf{R}$

(c) $\mathbf{c_u}$ y $\mathbf{c_v}$ son positivas si $\mathbf{U}$ (o $\mathbf{V}$) se incrementa dentro del elemento en el sentido hacia afuera desde el anterior (r-1)-ésimo elemento, y negativo si $\mathbf{U}$ (o $\mathbf{V}$) decrece

(d) d y d' son positivos si el elemento producido en el sentido hacia afuera desde el (r-1)-ésimo elemento tiene un momento antihorario respecto a G (o S), y negativo si es en sentido horario.

F.7.F.7.2 - FORMULAS - Las coordenadas del centro de corte, S, están dadas por:

$$U = \frac{1}{I_{uu}} \sum_{1}^{n} \left[bt \left(a_v P - bd \left(\frac{a_v}{2} - \frac{c_v}{12} \right) \right) \right]$$

$$V = \frac{1}{I_{vv}} \sum_{1}^{n} \left[bt \left(a_u P - bd \left(\frac{a_u}{2} - \frac{c_u}{12} \right) \right) \right]$$

donde

I_{uu}, I_{vv} = segundo momento del área de la sección respecto a G_u y G_v

El coeficiente de alabeo, H, está dado por:

$$H = \sum_{1}^{n} \left[bt \left((P' - K') (P' - K' - bd') + \frac{b^2 d'^2}{3} \right) \right]$$

donde

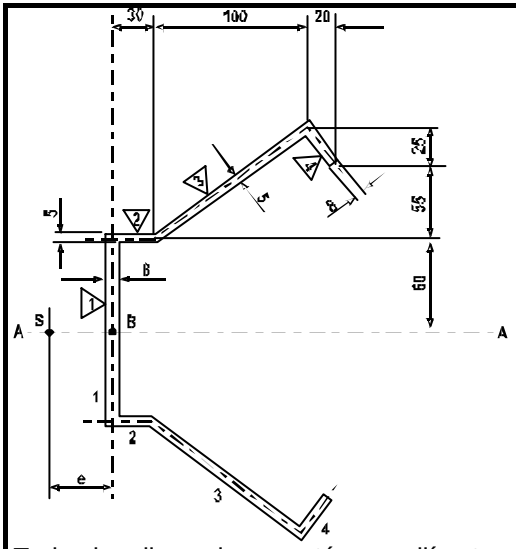
$$K' = \frac{1}{A} \sum_{1}^{n} \left[bt \left(P' - \frac{bd'}{2} \right) \right]$$

A es el área de la sección.

Este tratamiento solamente cubre secciones que puedan ser desarrolladas a partir de una sola pieza de lámina (posiblemente de espesor variable). Para secciones con bifurcaciones, hay que consultar la literatura apropiada.

F.7.F.7.3 - CALCULO DEL ESPECIMEN - La tabla F.7.F.3 muestra el cálculo del especimen de una sección asimétrica. Los elementos considerados en este cálculo son los números dentro de triángulos en el diagrama de la tabla F.7.F.3.

Tabla F.7.F-1
Cálculo del especímen: forma monosimétrica



Todas las dimensiones están en milímetros

R =	2	3	4
b	30	128	32
t	5	5	8
a	60	100	127
c	0	80	-25
d	60	28	189
bd	1.80×10^3	3.58×10^3	6.05×10^3
P	1.80×10^3	5.40×10^3	1.14×10^4
2aP	2.16×10^5	1.08×10^6	2.90×10^6
$bd(a - c/6)$	1.08×10^5	3.10×10^5	7.94×10^5
$2aP - bd(a - c/6)$	1.08×10^5	7.70×10^5	2.11×10^6
$bt\{2aP - bd(a - c/6)\}$	1.62×10^7	4.93×10^8	5.40×10^8

Sumatoria de la última línea = **1.05×10^9** mm^5

I_{AA} (obtenido mediante cálculo no mostrado) = 2.35×10^7 mm^4

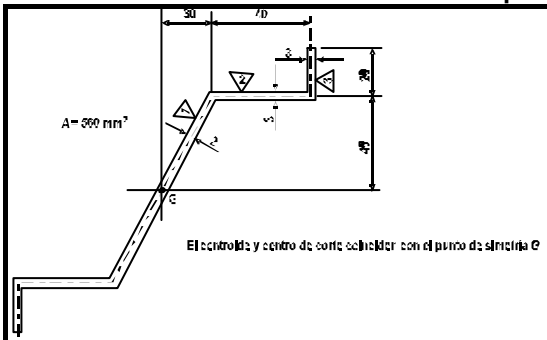
Posición del centro de corte $e = \dfrac{1.05 \times 10^9}{2.35 \times 10^7} = 45$ mm

P^2	3.24×10^6	2.92×10^7	1.30×10^8
bdP	3.24×10^6	1.93×10^7	6.90×10^7
$b^2d^2/3$	1.08×10^6	4.28×10^6	1.22×10^7
$P^2 - bdP + b^2d^2/3$	1.08×10^6	1.42×10^7	7.32×10^7
$bt\left(P^2 - bdP + b^2d^2/3\right)$	1.62×10^8	9.09×10^9	1.87×10^{10}

Sumatoria de la última línea = **2.80×10^{10}** mm^6

Coeficiente de alabeo $H = \left(2 \times 2.80 \times 10^{10}\right) - \left(45 \times 1.05 \times 10^9\right) = 8.7 \times 10^9$ mm^6

Tabla F.7.F-2
Cálculo del especimen: forma de simetría oblicua



Todas las dimensiones están en milímetros, a menos que se indique otra cosa

R =	1	2	3
b	50	40	20
t	2	3	3
d	0	40	-70
bd	0	1600	-1400
P	0	1600	200
$\mathbf{bt(P - bd/2)}$	0	96000	54000

Sumatoria de la última línea = 150000 mm^4

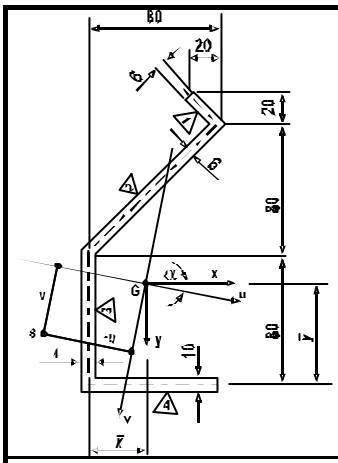
$$\mathbf{K} = \frac{-2 \times 150000}{560} = -535.7 \text{ mm}^2$$

$\mathbf{(P+K)(P+K-bd)}$	287 x 10^3	-570 x 10^3	-357 x 10^3
$\mathbf{b^2d^2/3}$	0	853 x 10^3	653 x 10^3
$\mathbf{bt\left[(P+K)(P+K-bd) + (b^2d^2/3)\right]}$	28.7 x 10^6	34.0 x 10^6	17.8 x 10^6

Sumatoria de la última línea = 80.5 x 10^6 mm^6

Coeficiente de alabeo $\mathbf{H = (2 \times 80.5 \times 10^6) = 161 \times 10^6}$ mm^6

Tabla F.7.F-3
Cálculo del especimen: forma asimétrica



$\bar{x} = 36.1$
$\bar{y} = 62.5$

$a = 9.93^\circ$

$I_{uu} = 8.24 \times 10^4$

$I_{vv} = 1.22 \times 10^4$

$A = 1969 \ mm^2$

r_m	1	2	3	4
b	28.3	113.1	80.0	80.0
t	6.0	6.0	4.0	10.0
d	-100.0	37.9	36.1	62.5
a_u	14.9	-6.0	-31.6	14.6
a_v	-111.6	-57.3	28.4	60.9
c_u	23.1	-65.0	13.8	78.8
c_v	16.2	92.6	78.8	-13.8
bd	-2828	4283	2886	5003
P	-2828	1455	4341	9344
$a_u P$	-42.1×10^3	-8.8×10^3	-137.4×10^3	137.8×10^3
$a_v P$	315.7×10^3	-83.3×10^3	123.4×10^3	569.3×10^3
$bd(a_u/2 - c_u/12)$	-15.6×10^3	10.2×10^3	-49.0×10^3	3.8×10^3
$bd(a_v/2 - c_v/12)$	161.7×10^3	-155.7×10^3	22.1×10^3	158.2×10^3
$bt(a_u P) - \{bd(a_u/2 - a_u/12)\}$	-4.5×10^6	-12.9×10^6	-28.3×10^6	106.4×10^6
$bt(a_v P) - \{bd(a_v/2 - a_v/12)\}$	26.1×10^6	-49.1×10^6	32.4×10^6	328.9×10^6

$$U = -\frac{\sum\left(bt\left[(a_v P) - \left[bd(a_v/2 - c_v/12)\right]\right]\right)}{I_{uu}} = -\frac{338.3}{8.24} = -41.1 \ mm$$

$$V = \frac{\sum\left(bt\left[(a_u P) - \left[bd(a_u/2 - c_u/12)\right]\right]\right)}{I_{vv}} = \frac{60.7}{1.22} = 49.8 \ mm$$

$$g = \left(U^2 + V^2\right)^{1/2} = 64.5 \ mm$$

$$I_p = I_{uu} + I_{vv} + Ag^2 = 17.67 \times 10^6 \ mm^4$$

$d¢$	-164.3	32.8	-12.9	20.6
$bd¢$	-4647	3717	-1036	1649
$P¢$	-4647	-930	-1966	-317
$bt(P¢ - bd¢/2)$	-0.394×10^6	-1.893×10^6	-0.463×10^6	-0.913×10^6

$$K¢ = \frac{\sum\left[bt(P¢ - bd¢/2)\right]}{A} = -\frac{3.663 \times 10^6}{1969} = -1861 \ mm^2$$

$(P¢ - K¢)(P¢ - K¢ - bd¢)$	-5.185×10^6	-2.594×10^6	-0.098×10^6	-0.913×10^6
$b^2 d¢^{2/3}$	7.198×10^6	4.605×10^6	0.358×10^6	0.906×10^6
$bt\left[(P¢ - K¢)(P¢ - K¢ - bd¢)\right] + \left(b^2 d¢^{2/3}\right)$	342×10^6	1365×10^6	83×10^6	595×10^6

H = sumatoria de la última línea = $2.385 \times 10^9 \ mm^6$

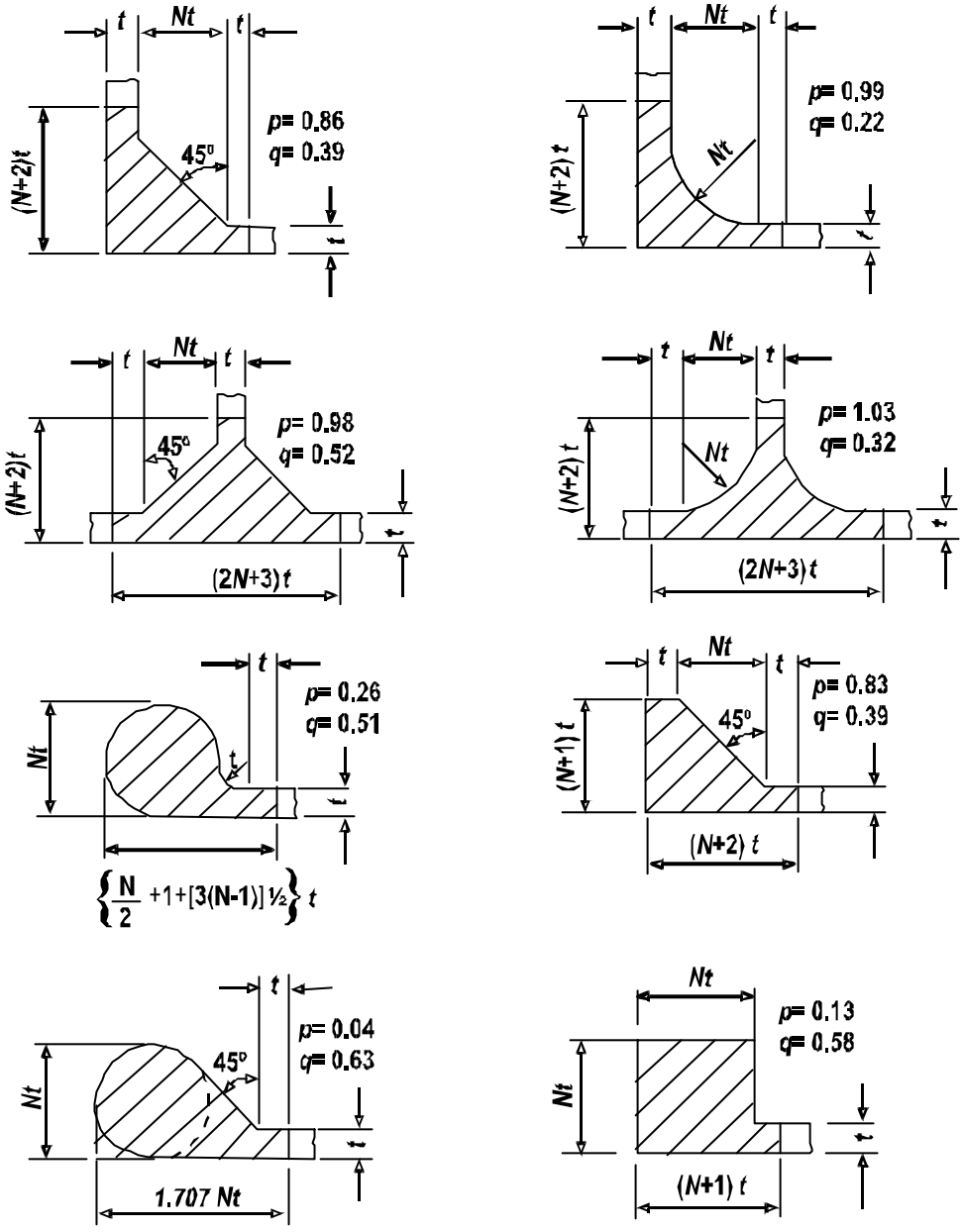
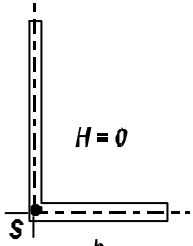
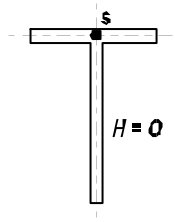
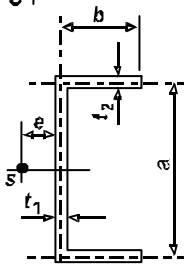


Figura F.7.F-1
Coeficientes constantes de torsión para ciertos filetes y bulbos



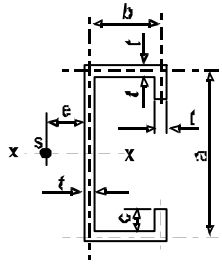




$$e = \frac{3b}{F+6}$$

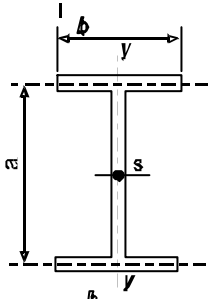
$$H = \frac{a^2 b^3 t_2}{12}\left(\frac{2F+3}{F+6}\right)$$

donde $F = \dfrac{a t_1}{b t_2}$

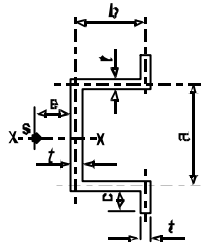


$$e = \frac{a^2 b^2 t}{I_x}\left(\frac{1}{4} + \frac{c}{2b} - \frac{2c^3}{3a^2 b}\right)$$

$$H = \frac{b^2 t}{6}\left(4c^3 + 6ac^2 + 3a^2 c + a^2 b\right) - e^2 I_x$$

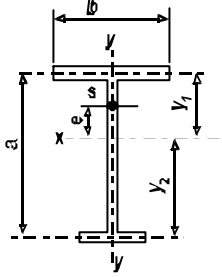


$$H = \frac{a^2 I_y}{4}$$



$$e = \frac{a^2 b^2 t}{I_x}\left(\frac{1}{4} + \frac{c}{2b} - \frac{2c^2}{3a^2 b}\right)$$

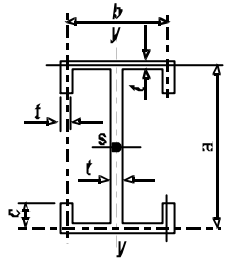
$$H = \frac{b^2 t}{6}\left(4c^3 - 6ac^2 + 3a^2 c + a^2 b\right) - e^2 I_x$$



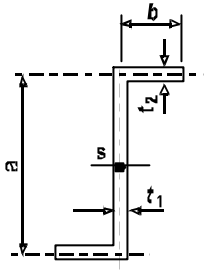
$$e = \frac{y_1 I_1 - y_2 I_2}{I_y}$$

$$H = \frac{a^2 I_1 I_2}{I_y}$$

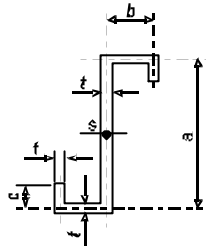
donde I_1 e I_2 son, respectivamente, los segundos momentos del área de las aletas respecto al eje **YY**



$$H = \frac{a^2 I_y}{4} + c^2 b^2 t\left(\frac{a}{2} + \frac{c}{3}\right)$$



$$H = \frac{a^2 b^3 t_2}{12}\left(\frac{2a+b}{a+2b}\right)$$



$$H = \frac{b^2 t}{12(2b+a+2c)} \times \left(a^2\left(b^2 + 2ba + 4bc + 6ac\right) + 4c^2\left(3ba + 3a^2 + 4bc\right.\right.$$

Figura F.7.F-2

Posición del centro de corte (S) y coeficiente de alabeo (H) para algunas secciones de pared delgada

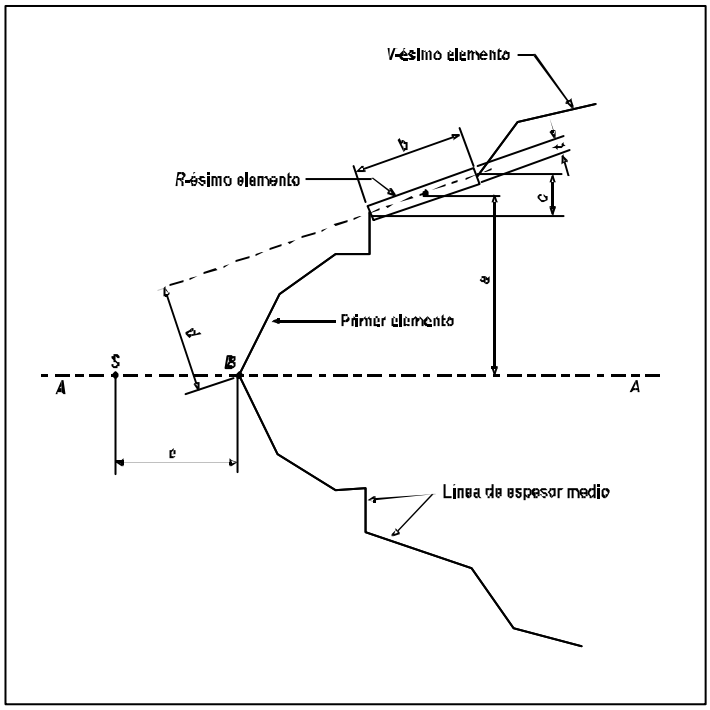


Figura F.7.F-3
Notación de sección monosimétrica

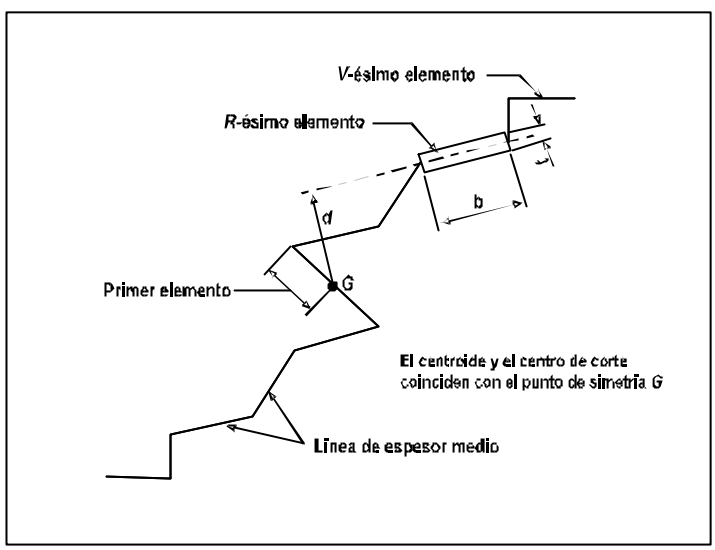


Figura F.7.F-4
Notación de sección con simetría oblicua

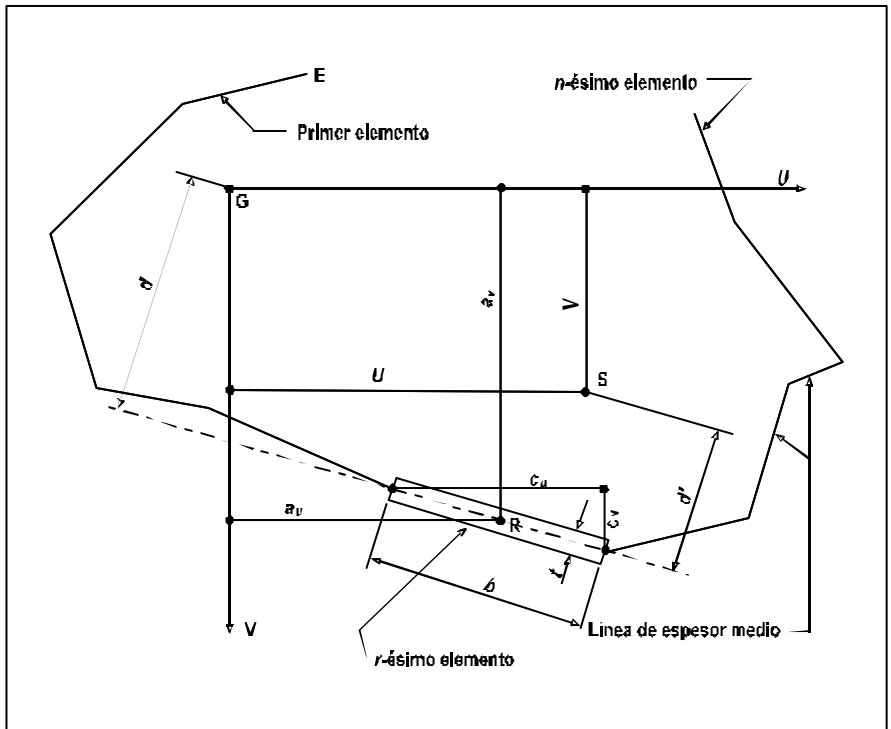


Figura F.7.F-5
Notación de sección asimétrica

APENDICE F.7.G
PANDEO TORSIONAL LATERAL DE VIGAS

F.7.G.1 - LONGITUD EFECTIVA DE VIGAS

F.7.G.1.1 - VIGAS SOPORTADAS EN AMBOS EXTREMOS - La longitud efectiva l de una viga, para usar en F.7.4.5.6 (d), debe obtenerse de la tabla F.7.G.1 si la viga tiene restricción lateral efectiva sólo en sus extremos.

Para vigas con restricciones laterales efectivas en intervalos dentro de su longitud, el valor de l debe tomarse como la longitud entre restricciones.

F.7.G.1.2 - CARGAS DESESTABILIZADORAS - Existen condiciones desestabilizadoras de carga cuando una carga es aplicada a la aleta superior de una viga y tanto la carga como la viga tienen la libertad de deflectarse lateralmente con relación al centroide de la viga. En tales casos, se deben usar las longitudes efectivas incrementadas de la tabla F.7.G.1.

Para vigas que soportan cargas desestabilizadoras pero tienen restricción lateral efectiva a intervalos dentro de su longitud, el valor de l debe tomarse como 1.2 veces la longitud entre soportes laterales.

F.7.G.1.3 - VOLADIZOS - La longitud efectiva l para voladizos sin soporte lateral intermedio y sin momento aplicado en la punta, debe obtenerse de la tabla F.7.G.2.

Si se suministran apoyos laterales intermedios, los valores de l para las longitudes entre restricciones deben tomarse de F.7.G.1.1 o F.7.G.1.2.

Para voladizos sometidos a un momento en la punta, l se debe determinar de acuerdo con F.7.G.1.1 o F.7.G.1.2.

F.7.G.2 - DETERMINACION DE l

El parámetro de esbeltez para pandeo torsional lateral l se obtiene de la siguiente expresión (véase F.7.4.5.6 (d)):

$$l = p\left(\frac{ES}{M_{cr}}\right)^{1/2}$$

donde

M_{cr} = momento uniforme elástico crítico

E y S = como se definen en F.7.4.5.6 (d)

Para una sección uniforme doble-simétrica, M_{cr} está dado por:

$$M_{cr} = \frac{p}{l}\left(EI_yGJ\right)^{1/2}\left(1 + p^2EH / L^2GJ\right)^{1/2}$$

donde

I_y = segundo momento del área respecto al menor eje centroidal

G, J y H = como se definen en F.7.1.3

Para una sección uniforme simétrica respecto al eje menor solamente, M_{cr} está dado por:

$$M_{cr} = \frac{p}{l}\left(EI_yGJ\right)^{1/2}\left[1 + \frac{p^2b_x^2}{4l^2}\frac{EI_y}{GJ}\right]^{1/2} + \frac{pb_x}{2l}\left(\frac{EI_y}{GJ}\right)^{1/2}$$

donde

$$b_x = \frac{1}{I_x}\left(\int_A x^2 y\,dA + \int_A y^3\,dA\right) - 2y_0$$

I_x = segundo momento del área respecto al mayor eje centroidal
y_o = distancia entre el centroide y el centro de corte
A = área de la sección transversal del voladizo

En ambos casos se puede consultar la literatura disponible para soluciones de M_{cr} relacionadas con arreglos de carga diferentes a momento uniforme. Cuando ésto se tenga en cuenta para determinar l, el valor de $\overline{M}$ en F.7.4.5.6 (b) debe tomarse como el valor máximo en la viga.

F.7.G.3 - VIGAS QUE VARIAN DE SECCION A LO LARGO DE SU LONGITUD

Cuando la sección doble-simétrica de una viga o voladizo varía a lo largo de su longitud entre puntos de restricción, se debe determinar el esfuerzo de pandeo p_s usando las propiedades de la sección en el punto de momento máximo. Luego, este valor de p_s se aplica a toda la longitud entre puntos de restricción y no se deben hacer consideraciones adicionales para el patrón de momentos.

Siempre que R_f no sea menor que 0.2, el valor de l, basado en la sección transversal en el punto de máximo momento, debe multiplicarse por

$$(1.5 - 0.5\,R_f) \qquad \text{(pero} \geq 1.0)$$

donde R_f es la relación del área de aleta en el punto de mínimo momento sobre el área de aleta en el punto de máximo momento entre puntos de restricción adyacentes. R_f se refiere o a la relación de área total de ambas aletas o al área de la aleta de compresión únicamente, la que de el menor valor de R_f. Valores de R_f menores de 0.2 representan un grado extremo de disminución en la sección de la aleta que no está cubierto por esta cláusula.

Tabla F.7.G-1
Longitud efectiva l para vigas de longitud L

		Normal	Desestabilizadora
Aleta a compresión restringida lateralmente Viga totalmente restringida contra torsión	Ambas aletas totalmente restringidas contra rotación en el plano	**0.7L**	**0.85L**
	Ambas aletas parcialmente restringidas contra rotación en el plano	**0.85L**	**1.0L**
	Ambas aletas libres de rotar en el plano	**1.0L**	**1.2L**
Aleta a compresión no restringida lateralmente Ambas aletas libres de rotar en el plano	Restricción contra torsión suministrada únicamente por la conexión positiva de la aleta inferior a los apoyos	**1.0L+2D**	**1.2L+2D**
	Restricción contra torsión suministrada únicamente por apoyo muerto de la aleta inferior sobre los apoyos	**1.2L+2D**	**1.4L+2D**
NOTA. **D** es la altura de la viga, **L** es la longitud de la viga.			

Tabla F.7.G-2
Longitud efectiva l para vigas en voladizo de longitud L

Condiciones de restricción		Condiciones de carga	
En el apoyo	En la punta	Normal	Desestabilizadora
Continuo con restricción lateral únicamente	Libre	**3.0L**	**7.5L**
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	**2.7L**	**7.5L**
	Torsionalmente restringido únicamente	**2.4L**	**4.5L**
	Lateral y torsionalmente restringido	**2.1L**	**3.6L**
Contínuo con restricción lateral y torsional	Libre	**1.0L**	**2.5L**
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	**0.9L**	**2.5L**
	Torsionalmente restringido únicamente	**0.8L**	**1.5L**
	Lateral y torsionalmente restringido	**0.7L**	**1.2L**
Empotrado lateral y torsionalmente	Libre	**0.8L**	**1.4L**
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	**0.7L**	**1.4L**
	Torsionalmente restringido únicamente	**0.6L**	**0.6L**
	Lateral y torsionalmente restringido	**0.5L**	**0.5L**

APENDICE F.7.H
PANDEO TORSIONAL DE MIEMBROS A COMPRESION: DETERMINACION DEL PARAMETRO DE ESBELTEZ λ

F.7.H.1 - GENERALIDADES

En el diseño de miembros a compresión, la determinación rigurosa del parámetro de esbeltez λ para pandeo torsional tiende a ser laboriosa. En F.7.4.7.4(b) se da un procedimiento simplificado que usa fórmulas empíricas (véase la tabla F.7.4.9) pero éste cubre sólo un rango limitado de formas de sección. El propósito de este apéndice es presentar un procedimiento general que permita encontrar λ para cualquier sección. Este procedimiento más riguroso puede, por supuesto, ser aplicado a las secciones de la tabla F.7.4.9 si se desea y se obtendrá economía.

El tratamiento involucra el uso de las siguientes propiedades de la sección que pueden encontrarse siguiendo el apéndice F.7.F:

(a) J constante de torsión

(b) I_p segundo momento polar del área respecto al centro de corte

(c) H coeficiente de alabeo

F.7.H.2 - MODOS DE PANDEO

Hay tres modos fundamentales para el pandeo general de un miembro a compresión que se describen a continuación (donde uu y vv son los ejes principales de la sección):

(a) pandeo como columna puro, es decir flexionante, respecto a vv

(b) pandeo como columna puro respecto a uu

(c) pandeo torsional puro

El pandeo torsional puro se define como una rotación general del cuerpo de la sección respecto a su centro de corte en la parte central de la longitud del miembro. En la práctica, este pandeo torsional puro sólo se observa en ciertas formas de sección. En la mayoría de las formas hay interacción entre torsión pura y flexión, y el centro de rotación cae por fuera del centro de cortante. La disminución de resistencia por pandeo torsional debe tenerse en cuenta en el diseño.

El valor requerido para el parámetro de esbeltez λ para tener en cuenta la interacción con la flexión, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = k\,\lambda_t$$

donde

k = coeficiente de interacción (véase F.7.H.4)
λ_t = parámetro de esbeltez correspondiente a pandeo torsional (véase F.7.H.3)

F.7.H.3 - DETERMINACION λ_t

La expresión general para la esbeltez λ_t correspondiente a pandeo torsional puro es la siguiente:

$$l_t = \frac{l_o}{\left(1 + 26H / Jl^2\right)^{1/2}}$$

donde

l_o = $5.14(I_p / J)^{1/2}$
l = longitud efectiva de pandeo

Debe notarse que las secciones compuestas de aletas salientes radiantes no se alabean cuando se retuercen **(H=0)**. Ejemplos de tales formas son ángulos, secciones en **T** y cruciformes.

F.7.H.4 - DETERMINACION DE k

F.7.H.4.1 - SECCION LIBRE DE INTERACCION CON FLEXION - Los tres tipos de modo de pandeo general (véase F.7.H.2), no interactúan entre sí cuando la sección es de uno de los siguientes tipos (véase la figura F.7.H.1):

(a) bisimétrica

(b) con simetría oblicua

Para tales secciones, $k = 1$, o en otras palabras $l = l_t$.

Para calcular l_t, se debe tomar una l igual a la usada para pandeo como columna respecto del mayor eje principal (véase F.7.4.7.3 (b)).

F.7.H.4.2 - SECCIONES MONOSIMETRICAS - Para secciones con un solo eje de simetría (véase la figura F.7.H.2), el modo torsional puro interactúa con el pandeo como columna respecto a **ss**, entonces:

$$l = k\, l_t$$

donde

k = se lee en la figura F.7.4.1 tomando s y X como sigue:
$s = l_s / l_t$
$X = I_g / I_p$

donde

l_s = parámetro de esbeltez para pandeo como columna puro respecto a **ss**
l_t = parámetro de esbeltez para pandeo torsional puro
I_g = segundo momento polar del área respecto al centroide **G**
I_p = segundo momento polar del área respecto al centro de corte **S**

La longitud efectiva l a usar para encontrar l_s y l_t debe encontrarse de acuerdo con F.7.4.7.3(b), con base en el pandeo como columna respecto a **ss**.

Para tales secciones, el pandeo como columna respecto al eje perpendicular a **ss** ocurre independientemente, sin interacción.

F.7.H.4.3 - SECCIONES ASIMETRICAS - Cuando la sección no tiene eje de simetría, como en la figura F.7.H.3, todos los tres modos fundamentales interactúan, conduciendo a una ecuación para l dada por:

$$l = \left(\frac{Q}{X^{1/2}}\right) l_t$$

donde

$$Q = s_v \left\{ 3X \Big/ \left(C + s_v^2 \right) \right\}^{1/2}$$

X = I_g / I_p

s_v = l_v / l_t

l_v = parámetro de esbeltez para pandeo como columna puro respecto a vv

l_t = parámetro de esbeltez para pandeo torsional puro

$$C = \left(1 - u^2 \Big/ r_p^2 \right) + \left(1 - v^2 \Big/ r_p^2 \right) g$$

r_p = radio polar de giro de la sección respecto al centro de corte S

u y v = coordenadas del centro de corte (véase la figura F.7.H.3)

x = la menor raíz de la siguiente ecuación cúbica:

$$x^3 - 3x^2 + Ax - B = 0$$

donde

$$A = \frac{9X\left\{ g + s_v^2 \left(1 + g \right) \right\}}{\left(C + s_v^2 \right)^2}$$

$$B = \frac{27X^2 g s_v^2}{(C + s_v^2)^3}$$

donde

g = I_u / I_v

I_u e I_v = segundo momento del área respecto de los ejes principales de la sección, uu y vv

La ecuación cúbica puede resolverse con ayuda del nomograma dado en la figura F.7.H.4.

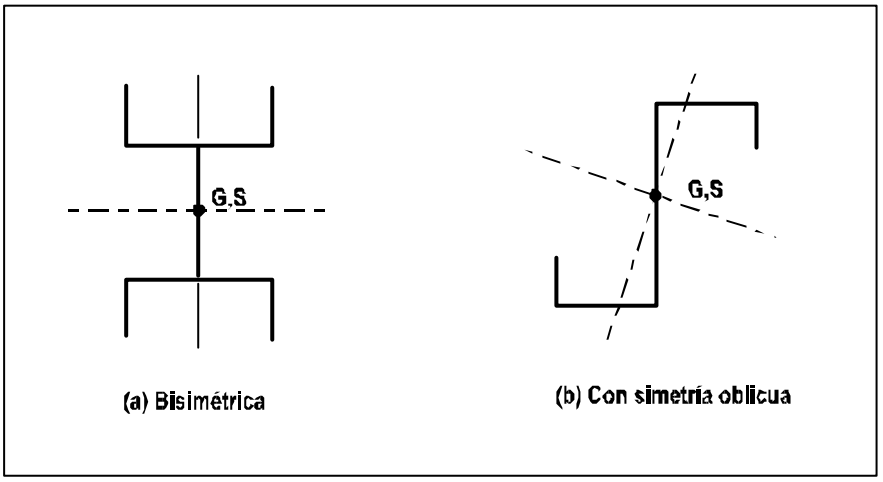
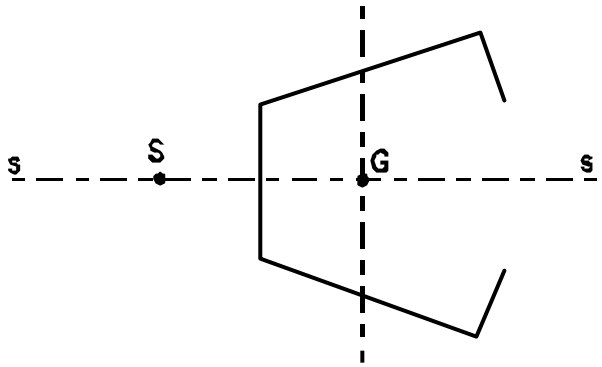
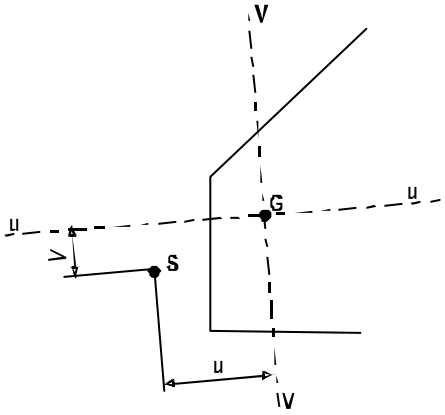


Figura F.7.H-1
Secciones que no muestran interacción entre los modos de pandeo torsional puro y de flexión



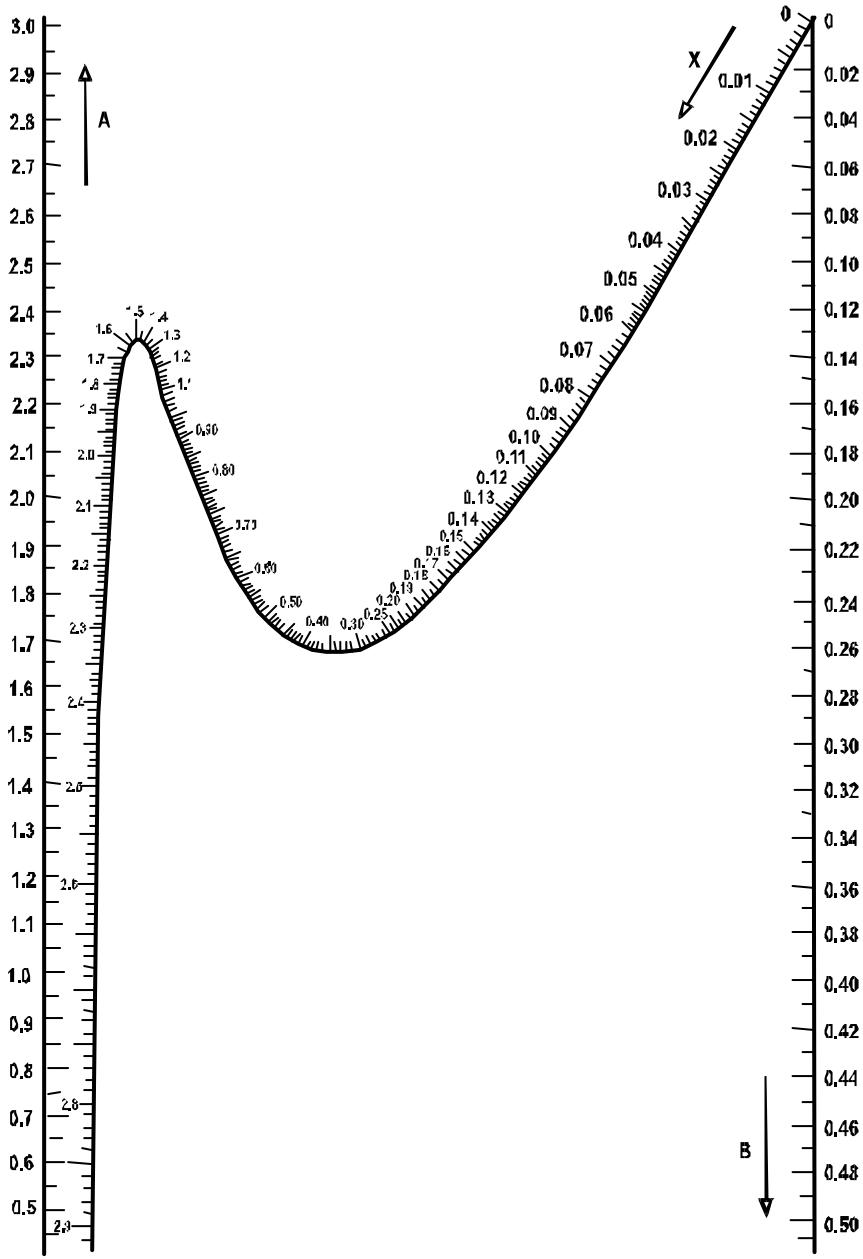
NOTA: El modo de pandeo torsional puro interactúa con el de flexión respecto al eje *ss*

Figura F.7.H-2
Sección monosimétrica



NOTA: Los tres modos de pandeo fundamentales interactúan entre sí (torsión pura, flexión respecto a *uu* y flexión respecto a *vv*)

Figura F.7.H-3
Sección asimétrica



NOTA: La figura se tomó de R. Kappus, “Twisting failure of centrally loaded open section columns in the elastic range”, NACA Technical Memorandum No. 851, 1938.

Figura F.7.H-4

Nomograma para resolver la ecuación cúbica $x^3 - 3x^2 + Ax - B = 0$

APENDICE F.7.I
ECUACIONES DE CURVAS DE DISEÑO

F.7.I.1 - USO DE FORMULAS

En F.7.4 y F.7.5, donde se hace referencia a curvas de diseño, se permite al diseñador usar en su lugar las fórmulas en las que se basan dichas curvas. Estas están dadas en la tabla F.7.I.1.

F.7.I.2 - PANDEO GENERAL PARA ELEVADA ESBELTEZ

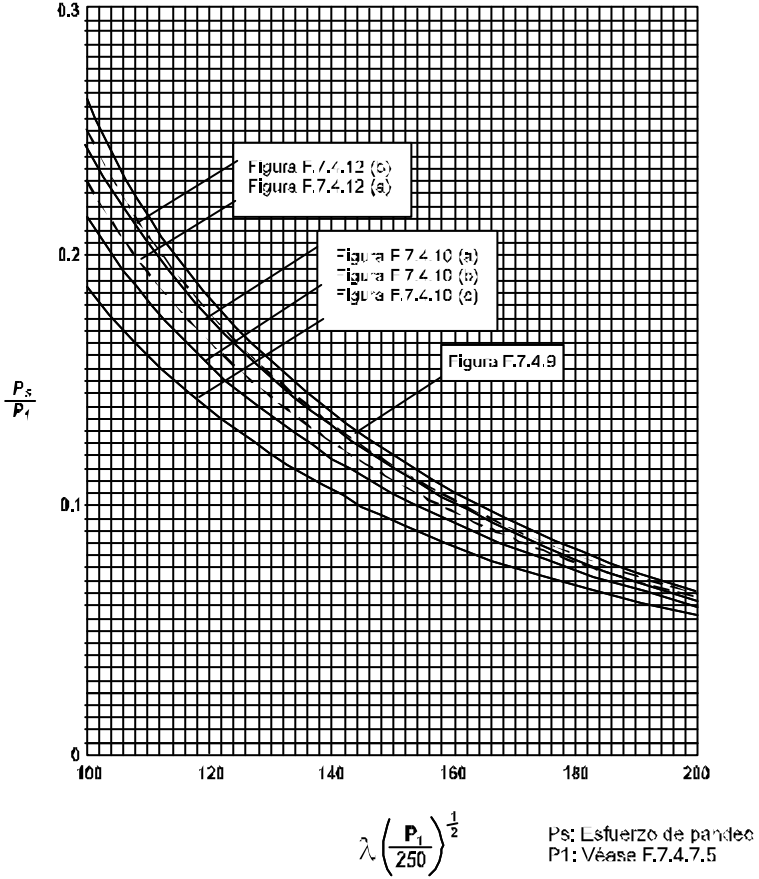
Las curvas de diseño dadas en la sección F.7.4 para pandeo general de vigas y miembros a compresión (véanse las figuras F.7.4.9, F.7.4.10 y F.7.4.12) siempre terminan en una esbeltez dada por $\lambda = 130$. Para valores mayores de λ, el diseñador debe o usar la fórmula apropiada de la tabla F.7.I.1 o consultar la figura F.7.I.1.

Tabla F.7.I-1
Ecuaciones de las curvas de diseño

Figura	Curva	Fórmula	Rango
F.7.4.2	B	$g = 1$	
	A	$g = 0.65 + 0.35\, y_o/y_c$	$1 \geq y_o/y_c \geq 0$
		$g = 0.65 + 0.30\, y_o/y_c$	$0 \geq y_o/y_c \geq -1$
		$g = 0.7 / (1 - y_o/y_c)$	$y_o/y_c \leq -1$
F.7.4.4 (a)		$h = \left\{1 + 0.1(c/t - 1)^2\right\}^{-1/2}$	
(b)		$h = \left\{1 + 2.5(c/t - 1)^2 / (b/t)\right\}^{-1/2}$	$c/t \geq 1$
(c)		$h = \left\{1 + 4.5(c/t - 1)^2 / (b/t)\right\}^{-1/2}$	
F.7.4.5 (a)	A	$k_L = 11/x - 28/x^2$	$7 < x \leq 12.1$
		$k_L = 105/x^2$	$x \geq 12.1$
	B	$k_L = 10/x - 24/x^2$	$6 < x \leq 12.9$
		$k_L = 105/x^2$	$x \geq 12.9$
(b)	C	$k_L = 32/x - 220/x^2$	$x > 22$
	D	$k_L = 29/x - 198/x^2$	$x > 18$
	E	$k_L = 1034/x^2$	
		donde $x = b/e$	
F.7.4.11		$k = \left[\dfrac{2Xs^2}{1 + s^2 - \left\{\left(1 + s^2\right) - 4Xs^2\right\}^{1/2}}\right]^{1/2}$	
		Curvas de pandeo $p_s = Np_1$ donde $N = f\left[1 - \left(1 - \dfrac{1}{\bar{\lambda}^2 f^2}\right)^{1/2}\right]$ $f = \dfrac{1}{2}\left[1 + \dfrac{c}{\bar{\lambda}} + \dfrac{1 - c\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2}\right]$ $\bar{\lambda} = \dfrac{\lambda}{\pi}\left(\dfrac{p_1}{E}\right)^{1/2}$ $\bar{\lambda}$ | c	$\lambda > \bar{\lambda}_1 \left[\dfrac{\pi E}{p_1}\right]^{1/2}$

Tabla F.7.I-1 (continuación)
Ecuaciones de las curvas de diseño

Figura	Curva	Fórmula		Rango
F.7.4.9		0.6	0.10	
F.7.4.10 (a)		0.2	0.20	
(b)		0.2	0.45	
(c)		0.2	0.80	
F.7.4.12 (a)		0.4	0.35	
(b)		0.6	0.20	
		$u_1 = \left[1.35\left(\frac{d}{a}\right)^2 + 4\left(\frac{y}{d}\right)\frac{430}{(d/te)^2}\right]$		$1.0 \le \frac{a}{d} \le 0.5$
F.7.5.4		$u_1 = \left[1.35 + 4\left(\frac{d}{a}\right)^2\left(\frac{y}{d}\right)\frac{430}{(d/te)^2}\right]$		$2.5 \le \frac{a}{d} > 1.0$
F.7.5.5 F.7.5.6 F.7.5.7		$u_2 = 3^{1/2} Q \operatorname{sen}^2 q \left(\cot q - \frac{a}{d}\right)$ $u_3 = 2\left(3^{1/2}\right) Q^{1/2} \operatorname{sen} q$ $m_1 = Q^{1/2} \frac{a}{d} \operatorname{sen} q$ donde: $Q = \left[1 - u_1^2\left(1 - \frac{3 \operatorname{sen}^2 2q}{4}\right)\right]^{1/2} - \frac{3^{1/2}}{2} u_1 \operatorname{sen} 2q$ $q = \frac{2}{3} \tan^{-1}(d/a)$ u_1 como se encuentra en la figura F.7.5.4		$2.5 \le \frac{a}{d} > 1.0$ $1.0 \le \frac{a}{d} \le 0.5$
F.7.E.1		$t_c \le 25$	$t_c > 25$	$\frac{T_0}{T_1} \le 1/2$
		$h = 1.0$ $h = 1 + \left(\frac{2T_0}{T_1} - 1\right)\left(1 - \frac{h}{2h_1}\right)$ $h = 2 - \frac{h}{2h_1}$	$h = 1.0$ $h = 1 + \left(\frac{2T_0}{T_1} - 1\right)\left(\frac{2}{3} - \frac{h}{3h_1}\right)$ $h = \frac{5}{3} - \frac{h}{3h_1}$	$1/2 < \frac{T_0}{T_1} \le 1$ $\frac{T_0}{T_1} > 1$



p_s : esfuerzo de pandeo
p_1 : véase F.7.4.7.5

Figura F.7.I-1
Resistencia al pandeo con alta esbeltez

APENDICE F.7-J
DATOS DE RESISTENCIA A LA FATIGA

F.7.J.1 - DERIVACION DE LOS DATOS f_r - N

Las curvas f_r - N de diseño dadas en la figura F.7.7.9 se obtuvieron de datos de ensayos de amplitud constante con resistencias a la fatiga generalmente en la región de 10^5 a 2 10^6 ciclos. La mayoría de los datos fueron obtenidos para especímenes de lámina de 6 mm a 12 mm de espesor. Más recientemente, se ha incluido una base de datos de aproximadamente 120 curvas f_r - N para vigas I extruídas y ensambladas con espesores entre 8 mm y 15 mm. Los materiales cubren las aleaciones de las series 5*** y 6*** más comúnmente usados y la aleación 7020.

Las curvas de diseño representan una probabilidad de supervivencia de por lo menos 97.5% para los detalles clasificados ensayados, cuando todos los datos de ensayo relevantes para cada tipo de detalle se analizan conjuntamente. Típicamente, la curva f_r - N de resistencia media a la fatiga para los datos de cualquier tipo de detalle, es del 30% al 50% más elevada que la curva de diseño.

Las curvas se consideran seguras para cualquier condición de esfuerzo medio hasta el esfuerzo de prueba a tensión. No se recomienda usar relajación para esfuerzos medios inferiores aplicados ya que el esfuerzo local medio real en lugares de iniciación potencial de agrietamiento por fatiga puede ser aún alto aunque el esfuerzo nominal no lo sea. Esto se aplica particularmente a estructuras soldadas y estructuras complejas donde pueden ocurrir encogimiento de la soldadura y desajuste, respectivamente.

La curva nueva producida mediante el cambio de pendiente de la curva de diseño más allá de 5 10^6 ciclos, se ha escogido como el límite inferior para tener en cuenta los daños debidos al rango de esfuerzos altos del espectro. Un rango de alto esfuerzo puede hacer que rangos de esfuerzo por debajo del nivel de esfuerzo de no propagación inicial se sumen a los que causan crecimiento de grietas. En ausencia de datos de ensayos de amplitud variable, la menor pendiente de $m + 2$ ha sido encontrada, mediante procedimientos de mecánica de fracturas, segura para las formas de espectro más comúnmente usadas .

F.7.J.2 - CONDICIONES EN QUE PUEDEN DARSE RESISTENCIAS A LA FATIGA MAS ALTAS

En algunos diseños en que la fatiga domina y en los que el logro de la masa mínima o el costo inicial mínimo es de particular importancia económica, puede haber necesidad de recurrir a la opción de obtener datos específicos para la fatiga (véase F.7.8.4.4). Para tomar la decisión de obtener o no datos adicionales mediante ensayos se deben considerar los siguientes factores.

(a) Pueden haber beneficios cuando los esfuerzos residuales se mantienen bajos o a compresión y en la dirección de la fluctuación de esfuerzos, ésto se logra con una secuencia de fabricación cuidadosamente controlada (particularmente la soldadura) o mediante una técnica mecánica de mejoramiento adecuada (por ejemplo, expansión de agujeros o martillado de la intersección de la soldadura con el metal de base). Los principales beneficios se obtienen cuando el daño se origina principalmente a partir de rangos de esfuerzos de resistencia a la fatiga altos en el espectro (véase la figura F.7.J.1).

(b) Se tienen resistencias a la fatiga más altas cuando la escala del componente es pequeña. Esto puede aplicarse cuando los espesores y tamaños de soldadura son menores de 6 mm.

(c) Si hay un gradiente de esfuerzos con una reducción rápida de esfuerzos al alejarse del sitio de iniciación, se pueden tener resistencias a la fatiga mayores, por ejemplo en un accesorio soldado transversalmente o en una lámina a flexión.

(d) Si la forma del espectro es bastante plana, con un gran número de ciclos en o por debajo del nivel de esfuerzo no propagante de amplitud constante, la pendiente efectiva más allá de 5 10^6 ciclos puede ser significativamente más plana (véase la figura F.7.J.1).

Si se recurre a los ensayos y se obtiene una resistencia más alta, es importante que las condiciones de fabricación no se varíen de ningún modo durante la producción. Esto se aplica a la geometría del detalle, secuencia (incluyendo prensado y soldadura), calidad de soldadura, preparación de la superficie (incluyendo maquinado, taladrado de agujeros y limpieza).

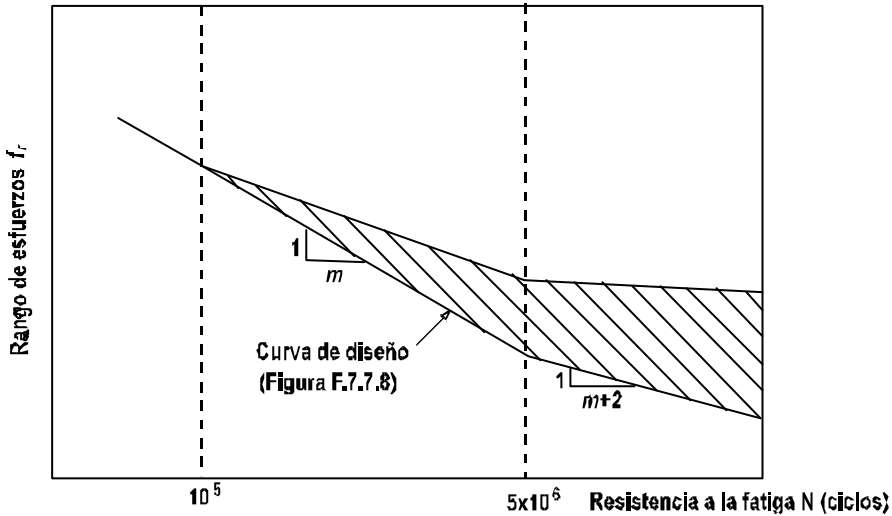


Figura F.7.J-1
Zona de la mayor variación en las curvas efectivas f_r-N

TITULO G
EDIFICACIONES DE MADERA

CAPITULO G.1
REQUISITOS GENERALES

G.1.1 – ALCANCE

G.1.1.1 - El Título G de este Reglamento establece los requisitos de diseño y construcción para edificaciones de madera. Una edificación de madera diseñada y construida de acuerdo con los requisitos de este Título, tendrá un nivel de seguridad comparable a los de edificaciones de otros materiales que cumplan los requerimientos de este Reglamento.

G.1.1.2 - Cuando este Reglamento se refiera a elementos, miembros o edificaciones de madera, se entenderá refiriéndose a una edificación totalmente de madera o a miembros o a elementos que conforman una edificación mixta en la cual la madera se combina con otros materiales, cobijados o no dentro del alcance de este Reglamento.

G.1.2 - DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

G.1.2.1 - **DEFINICIONES** - Los siguientes términos, usados a lo largo de este Título, tienen el significado que se indica a continuación.

Acabado - Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza u objeto de madera para un fin determinado. El acabado natural se obtiene mediante procesos tales como: cepillado, lijado, etc. y el acabado artificial con la aplicación de sustancias tales como: ceras, lacas, tintes, etc.

Acción conjunta – Participación de cuatro o más elementos estructurales con una separación entre ellos no mayor de 600 mm, para soportar una carga o un sistema de cargas.

Albura, madera de - La proveniente de la parte periférica del árbol constituida por capas de leño en estado de maduración. Por lo general la atacan fácilmente hongos e insectos; se recomienda su preservación cuando se use en la construcción.

Anisotropía - Propiedad de ciertos materiales que, como la madera, presentan características diferentes según la dirección que se considere.

Aserrado - Proceso mediante el cual se corta longitudinalmente una troza, para obtener piezas de madera de sección transversal cuadrada o rectangular denominadas comúnmente bloque o tablones. El aserrado se realiza mediante sierras circulares, sierras de cinta u hojas de sierra.

Carga de servicio - Carga estipulada este Reglamento en el Título B.

Columna - Pieza cuyo trabajo principal es a compresión.

Contracción - Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad por debajo de la zona de saturación de las fibras, que se presenta en los sentidos radial, tangencial y longitudinal.

Contrachapado - Tablero formado con chapas pegadas, con las fibras normalmente a 90 grados.

Contraviento - Elemento que colocado en forma transversal o diagonal a los elementos principales de un sistema estructural, garantiza la estabilidad geométrica del conjunto.

Creosota - Destilado generalmente de alquitrán de hulla, constituido por una mezcla de hidrocarburos aromáticos, sólidos y líquidos. Se usa en la preservación de la madera y en la fabricación de pinturas.

Chapa - Lámina de madera con un espesor no mayor de 6 mm, obtenida por corte plano o de bobinado de un bloque o rollizo respectivamente. Cualquier lámina de madera con las mismas características de espesor.

Dimensiones nominales - Son las existentes en las piezas antes de las operaciones de maquinado.

Dimensiones reales - Son aquellas que presentan las piezas después de las operaciones de maquinado.

Distancia al extremo - Distancia del centro de un elemento de unión a la arista extrema de una pieza.

Distancia al borde - Distancia del centro de un elemento de unión a una arista lateral de la pieza.

Distancia centro a centro - Distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento adyacente.

Duramen, madera de - La proveniente de la zona central del árbol constituida por células maduras. Es por lo general menos susceptible de ser atacada por hongos e insectos. En especies de baja densidad se recomienda usarla preservada.

Entramado - Sistema estructural primario de una edificación.

Escuadría - Dimensiones transversales de una pieza de madera aserrada a escuadra.

Esfuerzo calculado - Es el esfuerzo resultante de las solicitudes de servicio.

Fibra - Célula alargada con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas; típica de las maderas latifoliadas.

Grano - Término que se refiere a la dirección de los elementos celulares axiales con relación al eje del árbol o al canto de una pieza de madera aserrada.

Grupo - Clasificación de las maderas de acuerdo con su densidad básica.

Hinchamiento - Aumento de las dimensiones de una pieza causada por el incremento de su contenido de humedad.

Labrado - Es la operación realizada en la madera para reducirla al estado o forma conveniente para su uso.

Madera tratada - Es aquella sometida a un proceso de secado y preservación.

Montaje - Acción y efecto de armar o ensamblar los elementos y componentes de una construcción.

Montante - Pieza de madera, normalmente en posición vertical en el plano de trabajo, que forma parte de un sistema estructural.

Muro cortafuego - Pared de separación de material resistente al fuego, que divide una construcción a lo ancho y a lo alto para impedir que el fuego se propague de un lado a otro.

Muros - Elementos verticales que soportan los diafragmas horizontales y transfieren cargas a las fundaciones.

Panel - Tablero, de dimensiones y materiales diversos, que puede formar parte de cualquier unidad de la construcción, como muros, pisos, techos, etc.

Partícula - En tableros aglomerados o de partículas, es la porción diminuta bien definida de madera u otra materia orgánica producida mecánicamente para constituir la masa con que se fabrica el tablero.

Pie tablar - Unidad de medida representada por el volumen de una tabla de un pie de largo (aproximadamente 0.30 m), un pie de ancho (aproximadamente 0.30 m) y una pulgada de espesor (aproximadamente 0.254 m). Un metro cúbico tiene 424 pies tablares.

Prearmar - Poner en su lugar cada uno de los elementos o componentes de una construcción, sin asegurar las uniones de modo definitivo, con el fin de comprobar dimensiones y ajustes.

Precortado - Se refiere a la obtención de piezas o elementos de madera con determinadas características, tales como cortes, perforaciones, etc., las que serán luego utilizadas en obra.

Precortaje - Corte en fábrica según planos, de los elementos de madera de una construcción.

Prefabricación - Producción en fábrica de partes de la construcción como cerchas, paneles, o inclusive habitaciones y casas completas.

Prefrabricado - Se refiere a la producción en fábrica de elementos y componentes separados, que luego serán montados en el terreno.

Preservación - Tratamiento que consiste en aplicar substancias capaces de prevenir o contrarrestar la acción de alguno o varios tipos de organismos que destruyen o afectan la integridad de la madera. Generalmente estos tratamientos son efectivos por lapsos más o menos largos, dependiendo de su calidad.

Preservante - Substancia que se aplica para prevenir o contrarrestar por un período de tiempo, la acción de alguno o varios de los tipos de organismos capaces de destruir o afectar la madera.

Retiro - Separación entre dos construcciones o entre la construcción y el límite del lote.

Riostra - Pieza que puesta transversal u oblicuamente asegura la invariabilidad de forma de un armazón. Véase contraviento.

Secado - Proceso natural o artificial mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera.

Sección - Perfil o figura que resulta de cortar una pieza o cuerpo cualquiera por un plano.

Sección longitudinal - Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido paralelo a las fibras.

Sección radial - Corte longitudinal de un tronco en dirección perpendicular a los anillos de crecimiento.

Sección tangencial - Corte longitudinal de un tronco tangente a los anillos de crecimiento.

Sección transversal - Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido perpendicular a las fibras.

Solicitación admisible - Fuerza interna calculada con base en los esfuerzos admisibles y las leyes de la mecánica estructural para una sección dada.

Tenacidad - Cualidad que le permite a la madera experimentar considerables cambios de forma antes de romperse, con fractura generalmente astillada.

Tirante - Elemento inferior de un sistema estructural que para cargas gravitacionales trabaja a tensión.

Viga - Elemento cuyo trabajo principal es a flexión.

Vigueta - Elemento secundario que trabaja a flexión.

G.1.2.2 - NOMENCLATURA - La simbología utilizada en este Título se relaciona a continuación.

$\mathbf{A}$	=	área de la sección transversal en mm² o grupo de madera
$\mathbf{A_n}$	=	área neta de un elemento en mm²
$\mathbf{B}$	=	grupo de madera
$\mathbf{C}$	=	grupo de madera
$\mathbf{C_c}$	=	coeficiente de curvatura
$\mathbf{C_d}$	=	coeficiente de duración de la carga
$\mathbf{C_F}$	=	coeficiente de modificación por tamaño
$\mathbf{C_f}$	=	coeficiente de forma
$\mathbf{C_k}$	=	relación de esbeltez límite entre columnas intermedias y largas
$\mathbf{C_m}$	=	coeficiente de contenido de humedad

$\mathbf{C_{p\ell}}$ = coeficiente de modificación de cargas en uniones empernadas
$\mathbf{C_r}$ = coeficiente de redistribución de cargas
$\mathbf{C_{sv}}$ = parámetro que mide la esbeltez de una viga
$\mathbf{C_S}$ = coeficiente de modificación por esbeltez
CH(%) = contenido de humedad en porcentaje
CHS(%) = contenido de humedad de madera seca (12%)
DA = densidad anhidra (de madera seca al horno), CH=0%
DB = densidad básica
DV = densidad verde (de madera verde), CH>30%
DSA = densidad seca al aire (de madera seca al aire)
E = módulo de elasticidad longitudinal en MPa
$\mathbf{E_{min}}$ = módulo de elasticidad mínimo
$\mathbf{E_{prom}}$ = módulo de elasticidad promedio
ER = esfuerzo de ruptura
ELP = esfuerzo en el límite de proporcionalidad
$\mathbf{F_b}$ = esfuerzo admisible a flexión, en MPa
$\mathbf{F'_b}$ = esfuerzo admisible a flexión, modificado, en MPa
$\mathbf{F_c}$ = esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra, en MPa
$\mathbf{F'_c}$ = esfuerzo admisible a compresión paralela, modificado, en MPa
$\mathbf{F_i}$ = esfuerzo admisible para la solicitación **i**
$\mathbf{F'_i}$ = esfuerzo admisible modificado para la solicitación **i**
$\mathbf{F_n}$ = esfuerzo admisible que actúa normalmente a una sección inclinada, en MPa
$\mathbf{F'_n}$ = esfuerzo admisible que actúa normalmente a una sección inclinada, modificado, en MPa
$\mathbf{F_p}$ = esfuerzo admisible a compresión perpendicular a la fibra, en MPa
$\mathbf{F'_p}$ = esfuerzo admisible a compresión perpendicular, modificado, en MPa
$\mathbf{F_t}$ = esfuerzo admisible a tensión paralela a la fibra, en MPa
$\mathbf{F'_t}$ = esfuerzo admisible a tensión paralela, modificado, en MPa
$\mathbf{F_v}$ = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, en MPa
$\mathbf{F'_v}$ = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado, en MPa
G = módulo de rigidez o de corte
HRA = humedad relativa del aire
I = momento de inercia, en mm^4
ℓ = luz de la viga o longitud no soportada de una columna, en mm.
M = momento admisible de flexión
$\mathbf{M_a}$ = momento actuante de flexión
MOR = módulo de ruptura
N = fuerza axial máxima admisible; valor de propiedad mecánica a un ángulo $\boldsymbol{\theta}$ con el grano
$\mathbf{N_a}$ = fuerza axial actuante
$\mathbf{N_{cr}}$ = fuerza axial crítica de Euler
P = carga concentrada o fuerza paralela a la fibra; valor de propiedad mecánica paralela al grano
$\mathbf{P_{cr}}$ = fuerza axial crítica de Euler
PA = peso anhidro o de la madera seca al horno; también denominado **PSH** PADT-REFORT
PEA = peso específico aparente en estado anhidro
PEB = peso específico aparente básico
PSA = peso de la madera seca al aire
PSF = punto de saturación de la fibras
PSH = peso de la madera seca al horno; también denominado **PA**
PV = peso de la madera en estado verde
Q = momento estático de inercia de una sección respecto al eje neutro o fuerza perpendicular a la fibra; valor de propiedad mecánica perpendicular al grano
R = radio de una sección transversal circular, en mm
$\mathbf{R_h}$ = reacción horizontal
$\mathbf{R_v}$ = reacción vertical
S = módulo de la sección, elástico, en mm^3
T = fuerza de tensión axial
V = fuerza cortante
VA = volumen de la madera anhidra o seca al horno; también denominado **VSH**
VSA = volumen de la madera seca al aire
VSH = volumen de la madera seca al horno; también denominado **VA**

VV = volumen de la madera en estado verde
W = carga uniforme total, en kN/m²
a = longitud de apoyo, distancia
b = ancho de una sección rectangular
c = distancia del eje neutro a la fibra extrema, en mm
d = altura de la sección rectangular o dimensión mínima de un elemento comprimido; diámetro de perno o clavo, en mm
e = excentricidad
$\mathbf{f_b}$ = esfuerzo calculado a flexión, en MPa
$\mathbf{f_c}$ = esfuerzo calculado a compresión paralela a la fibra, en MPa
$\mathbf{f_t}$ = esfuerzo calculado a tensión paralela a la fibra, en MPa
$\mathbf{f_v}$ = esfuerzo calculado a cortante paralelo a la fibra, en MPa
h = altura
h′ = altura de una viga en la zona cajeada
i = subíndice que depende de la solicitación (**i** es **b** para flexión, **t** para tensión paralela, **c** para compresión, **y** para aplastamiento, **v** para cortante)
k = coeficiente de longitud efectiva de columnas
$\mathbf{k_m}$ = coeficiente de magnificación de momentos
ℓ = longitud de un elemento
ℓ_e = luz efectiva de la viga o longitud efectiva, sin soporte, de una columna
ℓ_u = longitud no soportada lateralmente de una viga, en mm.
n = valor constante
p = relación entre la altura de la aleta a compresión y la altura total de la viga
q = relación entre el espesor del nervio o nervios y el ancho total de la viga
r = radio de giro, en mm
t = espesor, en mm
w = carga uniforme por unidad de longitud, en kN/m
Δ = deflexión admisible, en mm
α = ángulo entre la dirección de la carga aplicada y la dirección del grano, radianes
λ = relación de esbeltez de columnas rectangulares
μ = relación de Poisson
θ = ángulo entre dos direcciones, radianes

G.1.3 – MATERIALES

G.1.3.1 - REQUISITOS GENERALES DE CALIDAD - Toda la madera aserrada utilizada en la conformación de elementos estructurales deberá cumplir los requisitos de calidad para madera estructural establecidos en G.1.3.2, ajustarse a la clasificación visual por defectos según G.1.3.3 y ceñirse a la clasificación mecánica indicada en G.1.3.4.

G.1.3.2 - REQUISITOS DE CALIDAD PARA MADERA ESTRUCTURAL - Estas maderas tendrán un uso básicamente resistente ya que constituyen el armazón estructural de las construcciones. Es decir, forman la parte resistente de muros, paredes, pisos, cubiertas, etc., tales como pies derechos, columnas, vigas y cerchas. Las condiciones de calidad que debe cumplir este material son las siguientes:

- Debe ser madera proveniente de especies forestales consideradas como adecuadas para construir, es decir, que maderas aun no agrupadas estructuralmente deberán estudiarse de acuerdo con la metodología del capítulo 1 del Manual de Diseño del Pacto Andino.

- Deben ser, en lo posible, piezas de madera dimensionadas de acuerdo con las escuadrías o secciones preferenciales indicadas en la tabla G.1.1.

- Debe ser material clasificado de acuerdo con la Norma de clasificación visual por defectos PADT-REFORT, integrada a esta norma (apéndice G-A.)

- El contenido de humedad debe corresponder a la humedad de equilibrio del lugar. Cuando las maderas de los grupos A y B, definidos en G.1.3.4, ofrecen dificultades al clavado y labrado se pueden trabajar en estado verde, pero adoptando precauciones para garantizar que las piezas al secarse mantengan su forma, los

elementos de unión no sufran corrosión y la madera se pueda contraer libremente sin ser afectada por los detalles constructivos.

- La madera de uso estructural deberá tener buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada. Además se deben aplicar todos los recursos para protegerla mediante el diseño constructivo del ataque de hongos, insectos y focos de humedad.

En el apéndice G-B. se presenta una lista de especies maderables colombianas agrupadas según grupos estructurales.

Tabla G.1-1
Secciones preferenciales PADT – REFORT

Secciones nominales (b x h) (mm)	Escuadría mínima (b x h) (mm)	Usos más frecuentes
50 x 50	40 x 40	Pies - derechos
50 x 75	40 x 65	Pie - derechos, viguetas
50 x 100	40 x 90	Pie - derecho, viguetas, columnas
50 x 150	40 x 140	viguetas, vigas
50 x 175	40 x 165	viguetas, vigas
50 x 200	40 x 190	viguetas, vigas
50 x 250	40 x 240	viguetas, vigas
75 x 75	65 x 65	columnas
75 x 100	65 x 90	columnas, vigas
100 x 100	90 x 90	columnas
100 x 150	90 x 140	columnas, vigas
100 x 200	90 x 190	vigas
100 x 250	90 x 240	vigas
100 x 300	90 x 290	vigas
150 x 150	140 x 140	columnas
150 x 200	140 x 190	vigas, columnas
150 x 250	140 x 240	vigas
150 x 300	140 x 290	vigas

h = altura del elemento **b** = ancho del elemento

G.1.3.3 - CLASIFICACION VISUAL POR DEFECTOS - La calidad de la madera estructural deberá ser plenamente verificada. Por lo tanto, se utilizará un sistema de clasificación que permita con certeza asegurar la calidad estructural. Para tal fin el Reglamento adopta la norma de clasificación visual por defectos de PADT-REFORT, incluida en el apéndice G-A.

(a) Los defectos que considera esta norma de clasificación son de distintos orígenes:

(b) Defectos relativos a la constitución anatómica originados en las operaciones de apeado, transporte y almacenamiento; originados durante el secado o durante el aserrado y aquellos provocados por ataques de agentes biológicos.

(c) Aquellos defectos de origen estructural y relacionados con la constitución anatómica no podrán ser controlados porque hacen parte de las características de la especie; se podrán evitar al seleccionar especies que cumplan las especificaciones o habilitando las piezas de madera durante su procesamiento.

(d) Los ataques biológicos deberán ser controlados desde el momento de corte del árbol. Se podrán utilizar inmunizantes oleosolubles o hidrosolubles o maderas de alta durabilidad natural.

(e) Para controlar los defectos originados durante el apeo, transporte y almacenamiento se deberá utilizar mano de obra calificada, maquinaria y equipo con buen mantenimiento.

(f) Los defectos de secado podrán mantenerse bajo control mediante el aserrado radial de las piezas y con mano de obra altamente calificada conocedora de los conceptos de secado.

(g) Toda pieza de madera clasificada visualmente deberá identificarse con el grupo estructural y la sección preferencial a la cual pertenece.

G.1.3.4 - CLASIFICACION MECANICA - Según su densidad básica, la madera estructural se clasifica en alguno de los grupos siguientes:

Grupo A: Maderas con densidad básica superior a **710** kg/m^3

Grupo B: Maderas con densidad básica entre **560** y **700** kg/m^3

Grupo C: Maderas con densidad básica entre **400** y **550** kg/m^3

G.1.3.4.1 - La densidad básica **(DB)** se define como el cociente entre la masa en estado anhidro (madera seca al horno) y el volumen de la madera en estado verde **(VV).** Por ser la masa numéricamente igual al peso, con fines prácticos se puede utilizar el peso específico aparente básico **(PEB)**, definido como el cociente entre el peso anhidro **(PA)** y el volumen verde **(VV)**, en lugar de la densidad básica. La determinación del peso específico aparente se hará según la norma NTC 290.

G.1.3.5 - OBTENCION Y COMERCIALIZACION - La obtención y comercialización de la madera estructural debe cumplir con las disposiciones del Código de Recursos Naturales Renovables o aquellas emanadas del Ministerio del Medio Ambiente.

G.1.3.6 - MATERIALES COMPLEMENTARIOS - El diseño de estructuras de madera tendrá en cuenta las características de los materiales complementarios tales como clavos, pernos, conectores, adhesivos, soportes y tableros, según las recomendaciones de los fabricantes.

G.1.4 - NORMAS CITADAS EN EL TITULO G DEL REGLAMENTO

Las siguientes normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, a las cuales se hace referencia en el Título G del Reglamento, forman parte integrante de él:

NTC 172 – Madera rolliza y aserrada. Glosario

NTC 273 – Madera rolliza, aserrada y labrada. Medición y cubicación.

NTC 290 – Maderas. Determinación del peso específico aparente.

NTC 794 – Postes de madera. Evaluación de ensayos con preservativos.

NTC 824 – Maderas. Glosario de defectos.

NTC 825 – Maderas aserradas y cepilladas. Métodos de medición de los defectos.

NTC 1093 – Maderas. Determinación de la penetración de los preservativos.

NTC 1127 – Maderas. Determinación de su durabilidad natural. Ensayo acelerado.

NTC 1149 – Maderas. Preservación. Terminología general.

NTC 1157 – Maderas. Determinación de la retención de preservativos.

NTC 1557 – Maderas. Madera rolliza para aserrar. Especies latifoliadas.

NTC 1646 – Maderas. Madera aserrada para construcción. Dimensiones, clasificación y defectos.

NTC 1764 – Maderas. Preservativos para madera tipo CCA.

NTC 1767 – Maderas. Preservativos. Pentaclorofenol.

NTC 1822 – Madera. Madera preservada. Toma de muestras.

NTC 1854 – Maderas. Preservativos para madera. Creosota.

NTC 2083 – Madera. Madera preservada. Clasificación y requisitos.

NTC 2247 – Maderas. Preservativos inorgánicos CCB para madera.

NTC 2500 – Uso de la madera en la construcción.

■

CAPITULO G.2
BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

G.2.1 – GENERAL

G.2.1.1 - Todos los elementos de una estructura deberán ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas de servicio consignadas en B.2.3.1 del presente Reglamento.

G.2.1.2 - Toda construcción de madera deberá poseer un sistema estructural que se ajuste a uno de los cuatro tipos definidos en A.3.2 del presente Reglamento.

G.2.1.3 - En el análisis y diseño de las estructuras de madera deberán respetarse los principios básicos de la mecánica estructural, los requisitos básicos de diseño consignados en A.3.1 de este Reglamento y los requisitos particulares que se encuentran relacionados en el presente Título G.

G.2.1.4 - Los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas serán calculados considerando los elementos como homogéneos y de comportamiento lineal.

G.2.1.5 - En el diseño de estructuras de madera todos los cálculos se harán con base en las dimensiones reales de los elementos utilizados, teniendo en cuenta las reducciones por secado y procesamiento de la madera. Las dimensiones indicadas en la tabla G.1.1 ya incluyen tales reducciones.

G.2.1.6 - En ningún caso se deben utilizar estructuras de madera cuando la temperatura a la cual van a estar sometidas excede 65°C.

G.2.2 - SOLICITACIONES ADMISIBLES

G.2.2.1 - ESFUERZOS ADMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD - Los grupos de madera estructural y en estado verde ($CH \geq 30\%$) que cumplan las normas de clasificación visual, utilizarán, para efectos de cálculo, los esfuerzos admisibles y los módulos de elasticidad de las tablas G.2.1 y G.2.2 respectivamente.

Tabla G.2.1
Esfuerzos Admisibles (MPa)

GRUPO	F_b	F_t	F_c	F_p	F_v
A	21	14.5	14.5	4.0	1.5
B	15	10.5	11.0	2.8	1.2
C	10	7.5	8.0	1.5	0.8

Tabla G.2.2
Módulos de elasticidad longitudinal (MPa)

GRUPO	$E_{mín}$	E_{prom}
A	9500	13000
B	7500	10000
C	5500	9000

G.2.2.1.1 - Los esfuerzos admisibles fueron obtenidos de acuerdo con la fórmula:

$$F_i = \frac{FCFT}{FSFDC} F_{básico\,i} \qquad \text{(G.2-1)}$$

en donde:

$F_{básico\ i}$ = esfuerzo básico para la solicitación **i**
F_i = esfuerzo admisible para la solicitación **i**
FC = coeficiente de reducción por calidad
FDC = coeficiente de duración de la carga
FS = coeficiente de servicio y seguridad
FT = coeficiente de reducción por tamaño
i = subíndice que depende del tipo de solicitación (**b** para flexión, **t** para tensión paralela a las fibras, **c** para compresión paralela a las fibras, **p** para aplastamiento o compresión perpendicular a las fibras, **v** para cortante)

G.2.2.2 - Con base en los esfuerzos admisibles, afectados de los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón de tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de la carga, esbeltez y cualquier otra condición modificatoria, se determinarán las solicitaciones admisibles de cada miembro estructural, según las prescripciones de los capítulos siguientes, con los esfuerzos admisibles modificados de acuerdo con la fórmula general:

$$F_i' = F_i C_d C_S C_f C_r C_m \ldots \qquad \textbf{(G.2-2)}$$

en donde **i** tiene el mismo significado del numeral anterior, y

C_d = coeficiente de duración de la carga
C_f = coeficiente de forma
C_m = coeficiente de contenido de humedad
C_r = coeficiente de redistribución de cargas (acción conjunta)
C_S = coeficiente de modificación por esbeltez
F_i = esfuerzo admisible para la solicitación **i**
F_i' = esfuerzo admisible modificado para la solicitación **i**

Los coeficientes de modificación de aplicación general se indican en los numerales siguientes; los que dependen de la clase de solicitación se estipulan en los capítulos correspondientes.

G.2.2.2.1 - ***Por duración de la carga*** - Cuando un elemento está sometido a esfuerzos máximos admisibles durante más de 10 años los valores de estos esfuerzos deberán reducirse al 90% $(C_d = 0.90)$.

Cuando la duración de la aplicación de la carga máxima durante la vida del elemento no excede los períodos indicados a continuación, los valores de los esfuerzos admisibles podrán incrementarse de acuerdo con los valores siguientes:

15 % para 2 meses	$(C_d = 1.15)$
25% para 7 días	$(C_d = 1.25)$
33% para viento y sismo	$(C_d = 1.33)$
100% para cargas de impacto	$(C_d = 2.00)$

Los incrementos anteriores no son acumulables. Cuando hay combinación de cargas, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse para la condición más desfavorable.

G.2.2.2.2 - ***Por contenido de humedad*** - La madera pierde resistencia al aumentar su contenido de humedad. Los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad de las tablas G.2.1 y G.2.2 corresponden a madera húmeda y pueden usarse, conservadoramente, para madera seca. Cuando se desee hacer ajustes de la resistencia mecánica en función de la humedad, se podrá utilizar la ecuación (G.2-3)

$$C_m = \frac{P_s}{F_i}\left(\frac{P_s}{P_v}\right)^{-k} \qquad \textbf{(G.2-3)}$$

$$k = \frac{CH - CHS}{PSH - CHS} \qquad \textbf{(G.2-4)}$$

en donde:

$\mathbf{C_m}$ = coeficiente de contenido de humedad
CH = contenido de humedad
CHS = contenido de humedad en estado seco (12% generalmente)
$\mathbf{F_i}$ = esfuerzo admisible para la solicitación **i**
$\mathbf{P_s}$ = valor de la propiedad a un **CHS**
$\mathbf{P_v}$ = valor de la propiedad en estado verde
PSH = contenido de humedad en el **PSF** (punto de saturación de las fibras); 30% de **CH** aproximadamente

Como alternativa se podrá utilizar la tabla G.2.3. Los porcentajes de variación unitaria entre el 10% y el 30% de **CH** indicados en la tabla G.2.3, fueron deducidos especialmente para maderas latifoliadas por el PADT-REFORT.

Tabla G.2.3
Variación de las propiedades mecánicas
para una variación unitaria en el contenido de humedad

Propiedad	% de variación
Compresión paralela	4.6
Tensión paralela	3
Corte	3
Flexión	4
Módulo de elasticidad	2

G.2.2.2.3 - ***Por acción conjunta*** - Los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 10% cuando exista una acción de conjunto garantizada de cuatro o más elementos de igual rigidez, como en el caso de viguetas y de pies derechos de entramados ($\mathbf{C_r = 1.10}$).

G.2.2.2.4 - ***Por desviación del grano*** - La desviación del grano expresada en forma de grano espiralado, grano diagonal y grano entrecruzado es muy común en maderas latifoliadas tropicales. Por razones de uso estructural de algunas maderas con grano desviado, se podrá utilizar la fórmula de Hankinson, para determinar la resistencia a una desviación determinada.

$$\mathbf{N = \frac{PQ}{P\,sen^n\alpha + Q\cos^n\alpha}} \qquad \textbf{(G.2-5)}$$

N = resistencia a un ángulo α de la desviación de las fibras
Q = resistencia en sentido perpendicular al grano
P = resistencia paralela al grano
n = constante determinada empíricamente
α = ángulo en radianes entre la dirección de la carga aplicada y la dirección del grano. Se define así:

$$\alpha = \mathbf{arcotan}\left(\frac{1}{z}\right) \qquad \textbf{(G.2-6)}$$

$$\frac{1}{z} = \sqrt{\left(\frac{1}{x}\right)^2 + \left(\frac{1}{y}\right)^2} \qquad \textbf{(G.2-7)}$$

$\frac{1}{x}$ = tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de una cara de la pieza de madera.

$\frac{1}{y}$ = tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de la cara adyacente a la utilizada para determinar $\frac{1}{x}$.

En la tabla G.2.4 se presentan valores de **n** y **Q/P** encontrados experimentalmente

Tabla G.2.4
Valores de n y Q/P

Propiedad	n	Q/P
Tensión	1.5 - 2.0	0.04 - 0.07
Compresión	2.0 - 2.5	0.03 - 0.40
Flexión	1.5 - 2.0	0.04 - 0.10
Módulo de elasticidad	2	0.04 - 0.12

■

CAPITULO G.3
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXION

G.3.1 – GENERAL

G.3.1.1 - El diseño de elementos o miembros a flexión seguirá los mismos procedimientos básicos usados en el diseño de vigas de otros materiales estructurales.

G.3.1.2 - En el diseño de elementos o miembros a flexión se tendrán en cuenta los siguientes factores:

(a) Flexión, incluyendo estabilidad lateral

(b) Cortante

(c) Deflexión

(d) Aplastamiento

G.3.1.3 - Debe evitarse, en lo posible, practicar cajas y perforaciones en las vigas; de requerirse, deberán detallarse en los planos y cumplir con las siguientes limitaciones:

(a) No será permitido practicar cajas en la zona de tensión de elementos cuyo ancho real sea igual o mayor a $\mathbf{100}$ mm.

(b) El límite para la profundidad de las cajas en las aristas superior o inferior será de $\mathbf{1/6}$ de la altura total de la viga. En caso de ser superado este límite, el diseño deberá realizarse con la altura neta de la viga.

(c) En vigas con apoyo simple la caja deberá localizarse entre la cara del apoyo y el punto que corresponda a $\mathbf{1/6}$ de la luz.

(d) Cuando el apoyo sea restringido, la caja deberá localizarse entre las abcisas que corresponden a $\mathbf{1/8}$ y $\mathbf{1/3}$ de la luz.

(e) Las perforaciones con diámetro no mayor de $\mathbf{1/4}$ de la altura total de la viga, pueden ser localizadas en los tercios medios de su altura y de su luz.

(f) La distancia entre los bordes de perforaciones no será menor que la altura del elemento y la distancia entre el borde de una perforación y el borde del elemento no será menor que $\mathbf{d/6}$.

G.3.1.4 - En vigas cuya altura sea mayor que su ancho deberá investigarse la necesidad de proveer soporte lateral a la zonas comprimidas del elemento, según las siguientes recomendaciones:

Si $\mathbf{d/b = 2}$ no se requerirá soporte lateral

Si $\mathbf{d/b = 3}$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos.

Si $\mathbf{d/b = 4}$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y del borde en compresión mediante correas o viguetas.

Si $\mathbf{d/b = 5}$ se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y proveer soporte continuo del borde en compresión mediante un entablado.

G.3.2 – FLEXION

G.3.2.1 - Para el caso de vigas con apoyo simple, la luz de diseño será considerada como la luz libre entre caras de soportes adicionada de dos veces la altura de la viga.

G.3.2.2 - Para el caso de vigas continuas, la luz de diseño será la distancia centro a centro de apoyos.

G.3.2.3 - Los esfuerzos máximos de tensión y de compresión producidos por flexión, serán determinados para la sección de máximo momento. Estos no deberán exceder al máximo esfuerzo admisible en flexión $\mathbf{F_b}$, para el grupo de madera estructural especificado, modificado por los coeficientes de duración de carga, tamaño, forma y esbeltez según el caso.

G.2.3.4 - Los coeficientes de modificación de los esfuerzos admisibles, particulares para flexión, son los indicados a continuación.

G.3.2.4.1 - *Coeficiente de tamaño* - Cuando la altura de un elemento rectangular que trabaja a flexión sea mayor de 300 mm, el esfuerzo admisible para flexión $\mathbf{F_b}$ deberá multiplicarse por el coeficiente $\mathbf{C_F}$ calculado con la siguiente fórmula:

$$\mathbf{C_F = \left(\frac{300}{h}\right)^{1/9}} \qquad \textbf{(G.3-1)}$$

en donde:

$\mathbf{C_F}$ = coeficiente de modificación por tamaño
$\mathbf{h}$ = altura de la viga en mm

Para vigas con sección circular de diámetro mayor de 350 mm, el coeficiente $\mathbf{C_F}$ se determinará con base en una sección cuadrada equivalente. El coeficiente $\mathbf{C_F}$ puede acumularse con los coeficientes de duración de carga enumerados en G.2.2.2.1.

G.3.2.4.2 - *Coeficiente de forma* - El esfuerzo admisible modificado en flexión para los siguientes elementos deberá ser el valor que resulte de multiplicar el esfuerzo admisible de la tabla G.2.1 por el coeficiente de forma $\mathbf{C_f}$ determinado como sigue:

Sección de la viga	$\mathbf{C_f}$
Circular	**1.180**
Cuadrada (con diagonal vertical)	**1.414**
Vigas cajón y vigas I	$\mathbf{0.81\left[1+\left(\frac{h^2+92300}{h^2+56800}-1\right)g\right]}$

en donde:

$\mathbf{C_f}$ = coeficiente de forma
$\mathbf{g}$ = coeficiente de soporte = $\mathbf{p^2\left(6-8p+3p^2\right)\left(1-q\right)+q}$
$\mathbf{h}$ = altura de la viga en mm
$\mathbf{p}$ = relación entre la altura de la aleta a compresión y la altura total de la viga
$\mathbf{q}$ = relación entre el espesor del nervio o nervios y el ancho total de la viga

El coeficiente $\mathbf{C_f}$ no debe acumularse con el coeficiente de tamaño $\mathbf{C_F}$.

G.3.2.4.3 - *Coeficiente de esbeltez* - Es posible que la esbeltez del elemento obligue a reducir el esfuerzo admisible de flexión. El parámetro que mide la esbeltez de una viga se calcula según la fórmula siguiente :

$$\mathbf{C_{sv} = \sqrt{\frac{\ell_e h}{b^2}}} \qquad \textbf{(G.3-2)}$$

en donde:

$\mathbf{C_{sv}}$ = parámetro que mide la esbeltez de una viga
$\mathbf{b}$ = ancho de la viga en mm
$\mathbf{h}$ = altura de la viga en mm
ℓ_e = longitud efectiva de la viga en mm

El cálculo de ℓ_e se efectúa según la tabla G.3-1, en donde ℓ_u es la longitud entre soportes laterales de la viga.

En vigas cortas, donde $0 < C_{sv} < 10$

$$C_S = 1.0 \qquad \textbf{(G.3-3)}$$

En vigas intermedias, donde $10 < C_{sv} < C_k$,

$$C_S = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{C_{sv}}{C_k}\right)^4 \qquad \textbf{(G.3-4)}$$

$$C_k = \sqrt{\frac{3E}{5F_b}} \qquad \textbf{(G.3-5)}$$

En vigas largas, donde $C_k < C_{sv} < 50$,

$$C_S = \frac{0.4E}{F_b C_{sv}^2} \qquad \textbf{(G.3-6)}$$

En ningún caso se permitirá $C_{sv} > 50$

El esfuerzo admisible modificado a flexión es, entonces:

$$F'_b = C_S\ F_b \qquad \textbf{(G.3-7)}$$

En las fórmulas anteriores:

$\mathbf{C_k}$ = parámetro de comparación para obtener el esfuerzo admisible modificado a flexión
$\mathbf{C_S}$ = coeficiente de modificación por esbeltez
$\mathbf{E}$ = módulo de elasticidad
$\mathbf{F_b}$ = esfuerzo admisible a flexión
$\mathbf{F'_b}$ = esfuerzo admisible modificado a flexión

Tabla G.3.1
Longitud efectiva de vigas ℓ_e (mm)

Viga simplemente apoyada de una luz, carga concentrada en el centro	$1.61\ \ell_u$
Viga simplemente apoyada de una luz, carga uniformemente repartida	$1.92\ \ell_u$
Viga simplemente apoyada de una luz, momentos iguales en los extremos	$1.84\ \ell_u$
Viga en voladizo, carga concentrada en el extremo	$1.69\ \ell_u$
Viga en voladizo, carga uniformemente repartida	$1.06\ \ell_u$
Viga simplemente apoyada de una luz o viga en voladizo, cualquier tipo de carga	$1.92\ \ell_u$

ℓ_u = longitud no soportada lateralmente, en mm

En cuanto a la longitud entre soportes laterales de la viga, ℓ_u, hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

(a) Cuando el cordón a compresión de la viga se soporta en toda su longitud para prevenir el desplazamiento lateral, la longitud no soportada ℓ_u será igual a 0.

(b) Cuando se provee solamente soporte lateral en los extremos de la viga para prevenir rotación en esos puntos, la longitud no soportada de la viga ℓ_u será la distancia entre los apoyos o en el caso de vigas en voladizo, la longitud total.

(c) Cuando se suministra soporte lateral para prevenir rotación o desplazamiento lateral, tanto en puntos intermedios como en los extremos, la longitud no soportada ℓ_u será la distancia entre tales soportes laterales.

(d) El coeficiente C_S no es acumulable con el coeficiente de tamaño C_F.

G.3.2.4.4 - *Acción de conjunto* - Los esfuerzos admisibles podrán incrementarse en un 10% cuando exista una acción de conjunto garantizada de cuatro o más elementos de igual rigidez, como en el caso de viguetas y de pies derechos de entramados ($C_r = 1.10$).

G.3.2.5 - El momento actuante sobre vigas rectangulares no debe exceder el valor del momento resistente dado por la fórmula.

$$M \leq F'_b \frac{bh^2}{6} \qquad \textbf{(G.3-8)}$$

G.3.2.6 - El momento actuante sobre secciones circulares no debe exceder el valor del momento resistente dado por la fórmula:

$$M \leq F'_b (0.928 r^3) \qquad \textbf{(G.3-9)}$$

En donde r es el radio de la sección.

G.3.2.7 - Para otras secciones véase G.3.2.4.2.

G.3.3 – CORTANTE

G.3.3.1 - Los esfuerzos máximos de corte serán calculados en secciones a una distancia del apoyo igual a la altura, excepto en voladizos para los que los esfuerzos máximos serán evaluados en la cara del apoyo. El máximo esfuerzo cortante se determinará teniendo en cuenta la distribución no uniforme de estos esfuerzos en la sección, no debiendo ser mayor que el máximo esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, F_v, del grupo de madera estructural especificado. La resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor, y por lo tanto no requiere de verificación.

G.3.3.2 - La fuerza cortante admisible paralela a las fibras en una viga rectangular se calculará por la fórmula:

$$V = \frac{2}{3} F'_v \, b \, h \qquad \textbf{(G.3-10)}$$

G.3.3.3 - La fuerza cortante admisible paralela a las fibras en vigas de sección circular se calculará por la fórmula

$$V = \frac{3}{4} F'_v \, \pi \, r^2 \qquad \textbf{(G.3-11)}$$

G.3.3.4 - Cuando se presentan grietas o acebolladuras en la sección de diseño, para efectos de cálculo el ancho del elemento deberá reducirse a una longitud igual a la proyección de la grieta o acebolladura.

G.3.3.5 - En vigas con caja en los apoyos deberán comprobarse en la sección neta las capacidades, tanto en flexión como en corte. La fuerza cortante en tales puntos no deberá exceder el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$\mathbf{V = \frac{2\,b\,h'}{3} F'_v} \qquad \textbf{(G.3-12)}$$

$$\mathbf{F'_v = C_m\ F_v} \qquad \textbf{(G.3-13)}$$

$$\mathbf{C_m = \left(\frac{h'}{h}\right)^2} \qquad \textbf{(G.3-14)}$$

en donde:

$\mathbf{F_v}$ = esfuerzo admisible en corte paralelo a la fibra
h' = altura de la viga en la zona cajeada
h = altura total de la viga

G.3.3.3 – Deben recibir especial atención en su diseño a cortante de luz corta fuertemente cargadas, donde los esfuerzos cortantes son especialmente críticos y gobiernan el diseño.

G.3.4 – APLASTAMIENTO

G.3.4.1 - Los esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular a las fibras deberán verificarse en los apoyos y otros puntos donde se tengan cargas concentradas en áreas pequeñas. La fuerza admisible de aplastamiento en los apoyos se calculará con la fórmula:

$$\mathbf{N = F'_p\ A} \qquad \textbf{(G.3-15)}$$

en donde, $\mathbf{F'_p}$ es el esfuerzo admisible a compresión perpendicular a la fibra, modificado, en MPa.

G.3.4.1.1 - Para apoyos menores de 300 mm en longitud y no más de 150 mm cercanos a los extremos del elemento, el esfuerzo admisible modificado $\mathbf{F'_p}$ puede incrementarse multiplicándolo por el factor:

$$\mathbf{\frac{\ell_b + 9.53}{\ell_b}}$$

en donde ℓ_b es la longitud del apoyo en mm, medida a lo largo de la fibra de la madera.

El factor de multiplicación para apoyos de longitudes correspondientes a áreas pequeñas como platinas y arandelas, puede ser como se muestra en el siguiente cuadro:

Longitud del apoyo, en mm	12.5	25	38	50	75	100	300
Factor	1.75	1.38	1.25	1.19	1.13	1.10	1.00

Para arandelas circulares la longitud de apoyo es igual al diámetro. Para viguetas soportadas por otras viguetas y clavadas a ellas, el esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse en un 50%. Cuando se presenten disminuciones en el ancho efectivo del área de soporte de un elemento (por ejemplo arista faltante), el esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras se calculará teniendo en cuenta estas disminuciones.

G.3.4.2 - No se permitirán sistemas de apoyo que introduzcan esfuerzos de tensión en la dirección perpendicular a las fibras.

G.3.4.3 - Cuando la dirección de la fuerza sea inclinada respecto a la dirección de la fibra de la madera, (ángulo diferente a 0 ó 90 grados), la fuerza admisible de diseño será calculada con la fórmula de Hankinson:

$$N = \frac{P\,Q}{P\,\text{sen}^2\,\alpha + Q\cos^2\alpha} \qquad \textbf{(G.3-16)}$$

en donde:

P = fuerza admisible paralela a la fibra
Q = fuerza admisible perpendicular a la fibra
α = ángulo entre la dirección de la fuerza y la dirección de la fibra

G.3.5 – DEFLEXIONES

G.3.5.1 - Las deflexiones máximas admisibles de las vigas de madera, incluyendo los efectos diferidos calculados según G.3.5.4, se limitarán a los valores de la tabla G.3.2.

Tabla G.3.2
Deflexiones admisibles Δ en vigas (mm)

Descripción	Cargas vivas	Cargas totales
Cielos rasos de pañete o yeso	-	$\frac{\ell}{300}$
Otros cielos rasos	-	$\frac{\ell}{250}$
Techos inclinados y edificaciones industriales	-	$\frac{\ell}{200}$
Todo tipo de edificación	$\frac{\ell}{350}$	-

en donde, ℓ es la luz entre caras de apoyos o la distancia de la cara del apoyo al extremo, en el caso de voladizos.

G.3.5.2 - Cuando se desee incrementar la rigidez de un piso para minimizar las vibraciones, se debe utilizar un límite **Δ** de $\ell/480$ para la carga total.

G.3.5.3 - Las deflexiones de las vigas se calcularán con el módulo de elasticidad E_{min} para el grupo estructural especificado. En el caso de viguetas se podrá utilizar E_{prom} cuando se garantice una efectiva acción de conjunto.

G.3.5.4 - Las deformaciones diferidas debidas a flujo plástico pueden estimarse como las debidas a cargas permanentes multiplicadas por un coeficiente de **1.8**, de manera que la deflexión total por cargas permanentes será la instantánea multiplicada por **1.8**.

CAPITULO G.4
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FUERZA AXIAL

G.4.1 – GENERAL

G.4.1.1 - Serán diseñados a fuerza axial aquellos elementos solicitados en dirección coincidente con el eje longitudinal que pasa por el centroide de su sección transversal.

G.4.2 - ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSION AXIAL

G.4.2.1 - La capacidad de un elemento sometido a carga axial de tensión no sobrepasará la carga admisible dada por la fórmula:

$$\mathbf{N = F'_t A_n} \qquad \textbf{(G.4-1)}$$

en donde:

$\mathbf{A_n}$ = área neta del elemento
$\mathbf{F'_t}$ = esfuerzo de tensión admisible, modificado

G.4.2.2 - Aquellos elementos que, además de solicitación axial de tensión estén sometidos a momento flector, deberán ser diseñados de acuerdo con G.5.1.

G.4.3 - ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL

G.4.3.1 - En el diseño de columnas macizas de sección rectangular se considera como medida de esbeltez la definida por la fórmula:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{d} \qquad \textbf{(G.4-2)}$$

en donde:
$\mathbf{d}$ = dimensión de la sección transversal en la dirección considerada
ℓ_e = longitud efectiva de la columna en la dirección considerada

El cálculo se hará para las dos direcciones principales y se utilizará el λ mayor.

Obsérvese que esta definición de esbeltez difiere de la comúnmente usada, que se expresa como ℓ_e/r, en donde r es el radio de giro. Especial atención debe tenerse en secciones no rectangulares con el fin de obtener un valor equivalente.

La longitud efectiva puede calcularse con la fórmula

$$\ell_e = \ell_u k \qquad \textbf{(G.4-3)}$$

en donde:
$\mathbf{k}$ = coeficiente de longitud efectiva, según lo determinado en la tabla G.4.1
ℓ_u = longitud no soportada lateralmente de la columna

En ningún caso se tomará una longitud efectiva menor que la longitud real no arriostrada.

G.4.3.1.1 - En un entramado los pies derechos deben estar arriostrados adecuadamente en el plano del mismo. Deberá contener por lo menos un travesaño horizontal intermedio o garantizar el arriostramiento por medio del revestimiento (entablado o tablero, por ejemplo), adecuadamente conectado a los pies derechos.

Para entramados cuyos pies derechos están arriostrados lateralmente por elementos intermedios, se deberá considerar como longitud efectiva en el plano del mismo a la longitud entre arriostramientos intermedios. La longitud efectiva fuera del plano del entramado no será menor que la altura del mismo.

Tabla G.4.1
Longitud Efectiva de Columnas ℓ_e

Condición de los Apoyos	k
Ambos extremos articulados	1.0
Un extremo empotrado y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento	1.2
Un extremo empotrado y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazamiento	1.5
Un extremo articulado y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento	2.0

G.4.3.2 - En el diseño de columnas macizas de sección circular la medida de esbeltez, equivalente a la utilizada para columnas de sección rectangular, está dada por la fórmula:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{0.443r} \qquad \textbf{(G.4-4)}$$

en donde r es el radio de la sección circular.

G.4.3.3 - Para efectos de determinar la carga admisible las columnas se clasifican en cortas, intermedias y largas. Las columnas se consideran cortas cuando $\lambda<10$. En tal caso:

$$N_{adm}=F'_c A_n \qquad \textbf{(G.4-5)}$$

Las columnas se consideran intermedias cuando $10 < \lambda < C_k$. Para ellas:

$$N_{adm}=F'_c\left[1-\frac{1}{3}\left(\frac{\lambda}{C_k}\right)^4\right]A_n \qquad \textbf{(G.4-6)}$$

Las columnas se consideran largas, cuando $C_k < \lambda < 50$. Entonces:

$$N_{adm}=\frac{0.329E}{\lambda^2}A_n \qquad \textbf{(G.4-7)}$$

C_k es la relación de esbeltez para la cual la columna tiene una carga admisible igual a $(2/3)F'_c A_n$ Se calcula con la fórmula:

$$C_k = 0.7025\sqrt{\frac{E}{F'_c}} \qquad \textbf{(G.4-8)}$$

En ningún caso deben emplearse columnas con una relación de esbeltez mayor que 50.

En las fórmulas anteriores:

$\mathbf{A_n}$ = área neta de la columna
$\mathbf{F'_c}$ = esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, modificado
$\mathbf{E}$ = $\mathbf{E_{min}}$ para el diseño de columnas
= $\mathbf{E_{prom}}$ para el diseño de pies derechos de entramados

G.4.3.4 - Si la columna no tiene perforaciones, el área neta de la columna es el área bruta de la misma. Si la columna tiene alguna perforación, el área usada en el cálculo de **N** dependerá de la localización del hueco y de la posibilidad de que la columna pueda pandearse en ese sitio, según las siguientes consideraciones:

(a) Si la perforación se encuentra ubicada en un punto debidamente arriostrado, el área bruta podrá ser utilizada en la comprobación de la columna, con reducción por esbeltez entre puntos de arriostramiento. Adicionalmente la columna deberá ser comprobada como columna corta, con su área reducida por la perforación pero sin tener en cuenta su esbeltez.

(b) Si la perforación se encuentra localizada en la zona no arriostrada de la columna, el área neta deberá ser usada al comprobar la estabilidad de la columna.

G.4.3.5 - En el caso de columnas espaciadas o compuestas, es decir, aquellas conformadas por dos o más piezas individuales dispuestas paralelamente al eje de la columna y separadas entre sí a intervalos por medio de tacos o separadores, la longitud efectiva será el 80% de la longitud entre ejes de los bloques separadores y la carga admisible será la menor que resulte al considerar el pandeo con respecto a los ejes **x-x** y **y-y**, relativos a toda la columna y a cada una de las piezas individuales entre los separadores. Véase también lo establecido en el Capítulo 11.9 del Manual de Diseño del Pacto Andino.

G.4.3.6 - En las columnas rectangulares armadas, es decir, aquellas conformadas por varias piezas paralelas, clavadas, empernadas o pegadas para funcionar como una unidad, la carga admisible será calculada como un porcentaje de la carga que resiste una columna maciza de las mismas dimensiones, según los coeficientes de reducción de la tabla G.4.2.

Tabla G.4.2

Esbeltez $\ell_e/\mathbf{d}$	Coeficiente de reducción
6	0.82
10	0.77
14	0.71
18	0.65
22	0.59

Para aplicar los porcentajes de la tabla anterior en secciones no rectangulares, el calculista deberá utilizar un procedimiento racional en el cálculo de la esbeltez equivalente.

CAPITULO G.5
DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXION Y CARGA AXIAL

G.5.1 – FLEXION CON TENSION

G.5.1.1 - Los elementos sometidos simultáneamente a tensión y flexión serán diseñados, de manera que cumplan la fórmula:

$$\frac{N_a}{F'_t\,A} + \frac{M_a}{S\,F'_b} \leq 1.0 \qquad \textbf{(G.5-1)}$$

en donde:

F'_b = esfuerzo admisible a flexión, modificado, en MPa
F'_t = esfuerzo admisible a tensión, modificado, en MPa
M_a = valor absoluto del momento flector actuante sobre el elemento
N_a = carga axial actuante de tensión
S = módulo de la sección, en mm^3

G.5.2 – FLEXO-COMPRESION

G.5.2.1 - Los elementos sometidos simultáneamente a compresión axial y flexión serán diseñados de manera que cumplan la fórmula:

$$\frac{N_a}{N_{adm}} + \frac{k_m M_a}{S\,F'_b} \leq 1.0 \qquad \textbf{(G.5-2)}$$

en donde:

F'_b = esfuerzo admisible de flexión, modificado, en MPa
M_a = valor absoluto del momento flector máximo actuante sobre el elemento
N_{adm} = carga admisible a compresión, según se definió en G.4.3.3
N_a = carga axial actuante de compresión
k_m = coeficiente de magnificación de momentos calculado con la fórmula:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5\left(N_a / N_{cr}\right)} \qquad \textbf{(G.5-3)}$$

La carga crítica, N_{cr}, se obtiene así:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_e^2} \qquad \textbf{(G.5-4)}$$

CAPITULO G.6
UNIONES

G.6.1 – ALCANCE

G.6.1.1 - Las prescripciones de este capítulo se refieren a uniones clavadas y empernadas. Se aceptan otro tipo de uniones siempre y cuando los fabricantes y constructores cumplen con normas aceptadas internacionalmente, mientras se establecen las correspondiente normas nacionales.

G.6.2 - UNIONES CLAVADAS

G.6.2.1 - Estas disposiciones son aplicables a uniones clavadas de dos o más elementos de madera estructural. Las uniones clavadas se reservan para solicitaciones relativamente bajas; su límite de utilización está determinado por el requerimiento de un número excesivo de clavos, incompatible con el tamaño de la unión.

G.6.2.2 - Las uniones estructurales cargadas lateralmente se fabricarán con clavos insertados preferiblemente en sentido normal a la fibra, los cuales servirán para resistir fuerzas aplicadas perpendicularmente a la longitud del clavo.

> **G.6.2.2.1** - Cuando no sea posible hincar clavos perpendicularmente a la fibra del elemento sostenido, pueden utilizarse clavos lanceros, también llamados de tacón, los cuales deberán ser introducidos en puntos ubicados a 1/3 de la longitud del clavo medida a partir del planos de unión, y formando un ángulo de aproximadamente 30° con la dirección de las fibras.
>
> **G.6.2.2.2** - No se permitirán uniones en las cuales el eje del clavo sea paralelo a la fibra.
>
> **G.6.2.2.3** - En estructuras de madera no se permitirán uniones con clavos que deban resistir fuerzas de extracción.

G.6.2.3 - Los clavos utilizados con madera húmeda o en condiciones ambientales desfavorables deberán tener tratamiento anticorrosivo.

G.6.2.4 - Las maderas que presenten dificultades al cavado deben taladrase previamente con una broca cuyo diámetro sea 0.8 veces el diámetro del clavo.

G.6.2.5 - La capacidad de las uniones clavadas dependerá del tipo de madera, del contenido de humedad de la misma, del diámetro del clavo, de su orientación y de la longitud de penetración. La carga admisible en una unión clavada podrá determinarse como la suma de las cargas admisibles para cada clavo considerado aisladamente, siempre y cuando se satisfagan los requisitos de espaciamiento de G.6.2.12 y el centroide del grupo de clavos esté localizado, aproximadamente, sobre la línea de acción de la fuerza aplicada.

G.6.2.6 - Para clavos perpendiculares a las fibras y sometidos a cizallamiento simple se considerarán como cargas admisibles por clavo las dadas en la tabla G.6.1, en función del grupo de madera estructural especificado (A, B o C), de la longitud del clavo ℓ y de su diámetro **d**. Se supone que la penetración del clavo es, como mínimo, la longitud tabulada.

> **G.6.2.6.1** - Las cargas admisibles tabuladas son para clavos comunes de alambre de acero, de sección circular y de caña lisa. Estos valores también podrán utilizarse para clavos de mayor resistencia o con otro tipo de acabado.
>
> **G.6.2.6.2** - Los valores de la tabla G.6.1 son aplicables a uniones en cizallamiento simple de elementos que formen cualquier ángulo.
>
> **G.6.2.6.3** - Las cargas laterales admisibles de la tabla G.6.1 se refieren a uniones construidas con madera verde (**CH**≥30%), que se secan al aire estando cargadas, o que en dicho estado sufren variaciones importantes en el contenido de humedad. En uniones construidas con maderas cuyo contenido de humedad

sea inferior o igual a 19%, y en las cuales haya certeza de que permanecerán en tal condición, las cargas laterales admisibles podrán incrementarse hasta en un 25%.

G.6.2.6.4 - La carga lateral admisible para clavos lanceros podrá tomarse como 5/6 de los valores de la tabla G.6.1. Para clavos "a tope" paralelos a las fibras de la madera que contiene a la punta, se considerará 2/3 de los valores tabulados.

Tabla G.6.1
Carga admisible por clavo - cizallamiento simple

Longitud		d	Carga admisible en N			1/d	5d	6d	8d	10d	11d	16d	20d
mm	pulg.	(mm)	Grupo A*	Grupo B	Grupo C		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
51	2	2.4	250	210	170	21.8	12	14	19	23	26	37	47
		2.6	290	250	200	19.3	13	16	21	26	29	42	53
		2.9	330	280	230	17.3	15	18	24	29	32	47	59
		3.3	380	320	260	15.7	16	20	26	33	36	52	65
63	2½	2.6	290	250	200	23.8	13	16	21	26	29	42	53
		2.9	330	280	230	21.4	15	18	24	29	32	47	59
		3.3	380	320	260	19.4	16	20	26	33	36	52	65
		3.7	440	370	300	17.2	18	22	29	37	40	59	73
76	3	3.3	380	320	260	23.4	16	20	26	33	36	52	65
		3.7	440	370	300	20.8	18	22	29	37	40	59	73
		4.1	500	420	340	18.7	20	24	33	41	45	65	81
89	3½	3.7	440	370	300	24.3	18	22	29	37	40	59	73
		4.1	500	420	340	21.9	20	24	33	41	45	65	81
		4.5	560	470	380	19.9	22	27	36	45	49	72	89
102	4	4.1	500	420	340	25.1	20	24	33	41	45	65	81
		4.5	560	470	380	22.8	22	27	36	45	49	72	89
		4.9	620	530	420	20.9	24	29	39	49	54	78	98

* Para clavar maderas del Grupo A se requiere pretaladrado en un diámetro 20% menor que el de la puntilla (clavo).

G.6.2.7 - La carga admisible para un clavo sometido a doble cizallamiento se determinará multiplicando los valores correspondientes a cizallamiento simple por 1.67.

G.6.2.8 - En uniones clavadas sometidas a cizallamiento simple el espesor del elemento más delgado, adyacente a la cabeza del clavo, deberá ser por lo menos igual a 6 veces el diámetro del clavo. La penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta deberá ser mayor que 11 diámetros.

G.6.2.9 - En uniones clavadas sometidas a doble cizallamiento el espesor del elemento adyacente a la cabeza y la penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta deberán ser por lo menos 5 diámetros. El espesor del elemento central no será menor que 10 diámetros.

G.6.2.10 - Sólo podrán considerarse espesores o penetraciones menores que los indicados en G.2.6.8 y G.2.6.9 si las cargas admisibles se reducen en forma proporcional como se indica a continuación. Sin embargo, en ningún caso deberán tenerse espesores y longitudes de penetración menores que el 50% de los valores especificados. Para clavos lanceros estos mínimos no son aplicables.

G.6.2.10.1 - En el caso de uniones sometidas a cizallamiento simple el coeficiente de reducción será la menor de las relaciones:

(a) espesor del elemento más delgado **x 1/(6d)**, y
(b) penetración en el elemento que contiene la punta **x 1/(11d)**

G.6.2.10.2 - En uniones sometidas a doble cizallamiento el coeficiente de reducción será la menor de las relaciones siguientes:

(a) espesor del elemento central **x 1/(10d)**,
(b) espesor del elemento adyacente a la cabeza **x 1/(5d)**, y
(c) penetración de la madera que contiene a la punta **x 1/(5d)**.

Si se clavan la mitad de los clavos desde cada lado, pueden promediarse el espesor del elemento adyacente a la cabeza y la penetración del clavo en la madera que contiene a la punta, para efecto de establecer la relación con la longitud **5d**.

G.6.2.11 - No serán permitidos incrementos de la capacidad de un clavo por aumento de la penetración sobre el valor tabulado, pero sí por el uso de platinas o láminas metálicas en lugar de elementos laterales de madera, en cuyo caso los valores tabulados se incrementarán en un 25%.

G.6.2.12 - Las distancias entre clavos y de éstos a los bordes o extremos de la madera serán como mínimo las dadas en la tabla G.6.2. Estas distancias podrán reducirse en un 20% si se usa pretaladrado.

Tabla G.6.2
Espaciamientos mínimos para uniones clavadas

Espaciamiento entre clavos	
• Paralelamente a las fibras	16 diámetros
• Perpendicularmente a las fibras	8 diámetros
Distancia a bordes libres de la madera	
• Paralelamente a las fibras	20 diámetros
• Perpendicularmente a las fibras:	
Borde cargado	10 diámetros
Borde no cargado	5 diámetros

Estas distancias podrán reducirse en 20% si se usa pretaladrado.

G.6.2.13 - En términos generales la capacidad lateral definitiva de un clavo que forma parte de una unión está definida por su capacidad nominal, multiplicada por los coeficientes de reducción a que haya lugar. Esto es:

$$\mathbf{P'_\ell = P_\ell\ C_d\ C_m\ C_p\ C_s\ \ldots} \qquad \textbf{(G.6-1)}$$

en donde:

$\mathbf{C_d}$ = coeficiente de modificación por duración de la carga.

$\mathbf{C_m}$ = coeficiente de modificación por contenido de humedad.

$\mathbf{C_p}$ = coeficiente de modificación por penetración del clavo $\mathbf{C_p} = \ell'_\mathbf{p} / \ell_\mathbf{p}$, donde

$\ell'_\mathbf{p}$ = penetración real y

$\ell_\mathbf{p}$ = penetración tabulada.

Esta ecuación es válida para $\mathbf{0.5}\,\ell_\mathbf{p} \le \ell'_\mathbf{p} \le \ell_\mathbf{p}$; cuando $\ell'_\mathbf{p} < \mathbf{0.5}\,\ell_\mathbf{p}$, $\mathbf{C_p = 0}$ y cuando $\ell'_\mathbf{p} > \ell_\mathbf{p}$, $\mathbf{C_p = 1.0}$.

$\mathbf{C_s}$ = coeficiente de modificación por elementos laterales. Usese 1.25 para platinas laterales de acero y 1.0 para elementos laterales de madera.

$\mathbf{P_\ell}$ = carga lateral admisible tabulada para cada clavo que tenga penetración igual o mayor que la tabulada.

$\mathbf{P'_\ell}$ = carga lateral admisible modificada.

"..." = cualquier otro coeficiente de modificación aplicable, como por ejemplo, temperatura.

G.6.3 - UNIONES EMPERNADAS

G.6.3.1 - Estas disposiciones son aplicables a uniones empernadas de dos o más elementos de madera o a uniones de elementos de madera con platinas metálicas. Las uniones empernadas se utilizan generalmente cuando las solicitudes sobre una conexión son relativamente grandes, requiriendo por lo tanto el uso de pernos, normalmente acompañados de platinas de acero.

G.6.3.2 - Los pernos y platinas de las conexiones empernadas deberán ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor que **23** MPa.

G.6.3.3 - En toda unión empernada que carezca de platinas laterales de acero deberán utilizarse arandelas entre la madera y la cabeza del perno entre la tuerca y la madera.

G.6.3.4 - Todos los elementos metálicos utilizados en uniones empernadas construidas con madera húmeda o sometidas a condiciones ambientales desfavorables deberán tener un tratamiento anticorrosivo.

G.6.3.5 - Las perforaciones para los pernos deberán estar bien alineadas y hacerse con un diámetro 1.6 mm mayor que el diámetro del perno, sin embargo, para calcular la sección neta se considerará, conservadoramente, que el diámetro del agujero es 3.2 mm mayor que el diámetro del perno.

G.6.3.6 - Las cargas admisibles para uniones empernadas sometidas a cizallamiento doble se determinarán a partir de los valores **P** y **Q** dados en la tabla G.6.3, en función del grupo de madera estructural especificado (A, B, C), del diámetro del perno **(d)** y de la longitud **(ℓ)** definida como la menor valor entre el espesor del elemento central y dos veces el espesor del elemento lateral más delgado.

Los valores de **P** indicados serán utilizados cuando la fuerza en la unión sea paralela a las fibras, tanto del elemento central como de los elementos laterales. Las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela a las fibras del elemento central pero perpendicular a las fibras de los elementos laterales, o viceversa, se indican como **Q**.

Las cargas admisibles **P** y **Q** corresponden a dos situaciones límites. Si la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo **α** con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible se determinará mediante la fórmula:

$$\mathbf{N = \frac{PQ}{P\,sen^2\alpha + Q\cos^2\alpha}} \qquad \textbf{(G.6-2)}$$

Tabla G.6.3
Cargas admisible para uniones empernadas con doble cizallamiento

				Grupo A		Grupo B		Grupo C	
ℓ (mm)	d (mm)	ℓ/d	ℓ x d (mm²)	P (N)	Q (N)	P (N)	Q (N)	P (N)	Q (N)
20	6.3	3.20	127	1950	880	1310	580	750	340
	9.5	2.10	191	2970	1010	1960	670	1130	390
	12.7	1.60	254	3960	1170	2610	780	1510	450
	15.9	1.30	318	4950	1320	3260	880	1880	510
30	6.3	4.80	189	2290	1240	1790	880	1130	510
	9.5	3.20	285	4380	1520	2940	1010	1690	590
	12.7	2.40	381	5940	1760	3920	1170	2260	680
	15.9	1.90	477	7430	1980	4890	1320	2820	770
40	6.3	6.30	254	2560	1440	2000	1140	1280	680
	9.5	4.20	381	4910	2010	3860	1340	2260	780
	12.7	3.10	508	7790	2340	5220	1560	3010	910
	15.9	2.60	635	9900	2640	6530	1750	3760	1020
	19.0	2.10	760	11880	2990	7830	1990	4520	1160
50	9.5	5.30	476	5360	2260	4200	1680	2680	980
	12.7	3.90	635	8510	2930	6530	1950	3760	1140
	15.9	3.10	794	12170	3300	8160	2190	4700	1280
	19.0	2.60	952	14850	3740	9790	2480	5640	1450
65	9.5	6.82	619	5940	2600	4630	2060	2970	1270
	12.7	5.12	825	9430	3450	7390	2530	4710	1480
	15.9	4.10	1032	13500	4280	10610	2850	6110	1660
	19.0	3.41	1238	18090	4860	12730	3230	7340	1880
80	9.5	8.40	762	6450	2890	5010	2350	3180	1560
	12.7	6.30	1016	10240	3850	7990	3030	5110	1820
	15.9	5.04	1270	14650	4810	11480	3510	7310	2050
	19.0	4.20	1524	19630	5950	15440	3970	9030	2320
90	9.5	9.44	858	6760	3080	5230	2530	3290	1690
	12.7	7.09	1143	10720	4090	8350	3260	5350	2050
	15.9	5.69	1429	15350	5120	12000	3950	7660	2300
	19.0	4.72	1714	20570	6330	16140	4470	10160	2610
100	9.5	10.50	950	7040	3250	5440	2700	3390	1810
	12.7	7.90	1270	11180	4330	8690	3480	5550	2270
	15.9	6.30	1590	16000	5410	12480	4260	7990	2560
	19.0	5.30	1900	21440	6690	16790	4970	10700	2900

G.6.3.7 - Los valores de la tabla G.6.3 corresponden a uniones con elementos laterales de madera. Si estos elementos son platinas metálicas, los valores de $\mathbf{P}$ dados en dicha tabla podrán incrementarse en un 25%; es decir, el coeficiente de modificación por este concepto es $\mathbf{C_{p\ell} = 1.25}$. Los valores de $\mathbf{Q}$ no se modificarán. En tal caso ℓ deberá tomarse como el espesor del elemento central.

G.6.3.8 - Las cargas admisibles dadas en la tabla G.6.3 son representativas de maderas con un contenido de humedad inferior al 19% y que se mantendrán secas durante su tiempo de servicio.

G.6.3.9 - Si el contenido de humedad de la madera en el momento de construirse la unión es mayor del 30%, los valores tabulados se multiplicarán por el coeficiente de reducción por contenido de humedad, $\mathbf{C_m = 0.40}$, a no ser que se utilice un detalle apropiado que permita el libre movimiento de los pernos cuando la madera cambie de volumen, o el tipo de unión se ajuste a lo estipulado en el siguiente parágrafo.

G.6.3.9.1 - El coeficiente de reducción de 0.40 no deberá aplicarse a uniones con un solo perno ni a las que tengan dos o más pernos en una sola fila paralela a la dirección de la fibra. También se excluyen las uniones conformadas por dos o más filas de pernos paralelas a la dirección de la fibra, con platinas separadas para cada fila.

G.6.3.10 - Las cargas admisibles de la tabla G.6.3 corresponden a uniones con un solo perno. Cuando una unión requiera más de dos pernos en línea paralela a la dirección de la carga, la carga admisible de la unión se obtendrá multiplicando los valores admisibles por perno obtenidos de dicha tabla, por el número de pernos y por un coeficiente de reducción por grupo, $\mathbf{C_g}$, que puede estimarse así:

(a) Uniones con elementos laterales de madera:

$$\mathbf{C_g = 1.00 - 0.08\left(n_p - 2\right)} \qquad \textbf{(G.6-3)}$$

(b) Uniones con elementos laterales de acero:

$$\mathbf{C_g = 1.00 - 0.07\left(n_p - 2\right)} \qquad \textbf{(G.6-4)}$$

en donde, $\mathbf{n_p}$ = número de pernos en cada fila

Alternativamente, el valor de $\mathbf{C_g}$ puede obtenerse de la tabla G.6.4.

Tabla G.6.4
Coeficiente de reducción por grupo, $\mathbf{C_g}$

Clase de unión	Número de pernos por línea				
	2	3	4	5	6
1. Uniones con elementos de madera	1.0	0.92	0.84	0.76	0.68
2. Uniones con elementos de acero	1.0	0.92	0.87	0.80	0.73

En caso de existir varias filas de pernos paralelas a la dirección de la carga, el coeficiente de reducción por grupo deberá calcularse para cada fila en forma independiente.

G.6.3.11 - La carga admisible para un perno sometido a cizallamiento simple será la mitad de la carga tabulada o calculada para una unión con cizallamiento doble, considerando (ℓ) como el doble del espesor del elemento más delgado.

G.6.3.12 - En términos generales la capacidad de una unión empernada esta definida por su capacidad nominal, multiplicada por los coeficientes de reducción a que haya lugar. Esto es:

$$\mathbf{P' = P\,C_d\,C_g\,C_m\,C_{p\ell}\,C_s} \qquad \textbf{(G.6.5)}$$

$$Q' = Q\,C_d\,C_g\,C_m\,C_{p\ell}\,C_s \qquad \textbf{(G.6.6)}$$

en donde P' y Q' son las cargas admisibles modificadas y P y Q los valores de la tabla G.6.3.

G.6.3.12.1 - Cuando la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo α con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible modificada, N', se calculará con la fórmula de Hankinson:

$$N' = \frac{P'Q'}{P'\,\text{sen}^2\,\alpha + Q'\cos^2\alpha} \qquad \textbf{(G.6-7)}$$

A partir de los valores modificados P' y Q'. Obsérvese que los valores admisibles de las fuerzas paralela y perpendicular a la fibra, P y Q, deberán ser multiplicados por los coeficientes de modificación aplicables según el caso, antes de utilizar esta fórmula.

G.6.3.13 - El espaciamiento de los pernos y las distancias entre éstos y los bordes de los elementos de madera deberán ser suficientes para permitir que cada perno desarrolle toda su capacidad resistente. Los valores admisibles de la tabla G.6.3 se dan bajo el supuesto que han sido respetados los requisitos mínimos dados a continuación, referentes a distancias a la punta, a un borde o arista lateral, y separación centro a centro de los pernos:

G.6.3.13.1 - Para cargas paralelas a la dirección de las fibras los requisitos de distancias y espaciamientos son:

(a) Distancia a la punta:
Elementos en tensión ≥ **5d**
Elementos en compresión ≥ **4d**
(b) Distancia al borde o arista lateral = **2d**
(c) Separación centro a centro en sentido longitudinal ≥ **4d**
(d) Separación entre filas en sentido transversal ≥ **2d**

G.6.3.13.2 - En el caso de cargas perpendiculares a la dirección de las fibras los requisitos de distancias y espaciamientos son:

(a) Distancia a la punta ≥ **4d** (compresión) o ≥ **5d** (tensión)
(b) Distancia al borde:
Al borde cargado (aquel hacia el cual actúa la carga) ≥ **4d** (tensión o compresión)
Al borde descargado ≥ **2d**
(c) Separación centro a centro. Será igual a la separación requerida por los elementos a los cuales se aseguran los pernos, ya sean platinas de acero o elementos de madera cargados paralelamente a la dirección de la fibra.
(d) Separación entre filas:
Para **b/d = 2**, la separación entre filas será ≥ **2.5d**
Para **2.0 < b/d < 6.0**, interpolar entre **2.5d** y **5.0d**
Para **b/d ≥ 6.0**, la separación entre filas será ≥ **5d**

En las expresiones anteriores:
b = espesor del elemento central en uniones de tres elementos o, en uniones simples, el doble del menor espesor de los elementos laterales.
d = diámetro del perno

G.6.4 - OTRAS UNIONES

Se permitirán otro tipo de uniones en estructuras de madera, tales como tornillos, anillos partidos, adhesivos, conectores multiclavos de lámina galvanizada con dientes integrales, conectores de lámina galvanizada con puntillas, uniones de tendones, etc., siempre y cuando los fabricantes y constructores cumplan con normas aceptadas internacionalmente, mientras se establecen las correspondientes normas nacionales.

CAPITULO G.7
DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y MUROS DE CORTE

G.7.1 – GENERAL

G.7.1.1 - Las prescripciones de este capítulo se refieren a diafragmas horizontales y muros de corte, esto es, a los elementos que resisten fuerzas cortantes en su plano, habitualmente rectangulares y relativamente delgados. Los muros de corte están colocados verticalmente, como en paredes y tabiques, mientras que los diafragmas están dispuestos horizontalmente, como en pisos o techos.

G.7.1.2 - El conjunto de diafragmas y muros de corte deberán diseñarse para resistir adecuadamente las cargas laterales aplicadas, tales como las acciones de viento o sismo, además de las cargas gravitacionales que les correspondan.

G.7.1.3 - La capacidad resistente a cargas laterales de los diafragmas y muros de corte depende de la disposición y distanciamiento del entramado, del tipo de revestimiento y de su sistema de fijación. Puede calcularse con el método de la longitud equivalente, descrito en G.7.3.6. Alternativamente pueden emplearse las prescripciones del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino en su capítulo 10.

G.7.1.4 - Los diafragmas y muros de corte deberán ser suficientemente rígidos para limitar los desplazamientos laterales, reducir la amplitud de vibraciones y proporcionar arriostramiento a otros elementos de la estructura, evitando su pandeo lateral.

G.7.1.5 - Las uniones de los diafragmas y muros de corte, entre sí y con otros elementos, deberán ser adecuados para resistir las fuerzas cortantes.

G.7.1.6 - En caso de existir aberturas en los diafragmas o muros de corte, éstas deberán reforzarse con elementos adicionales de igual sección transversal a la de los elementos cortados. Los refuerzos se diseñarán y detallarán para transferir la totalidad de la fuerza cortante a los elementos que enmarcan.

G.7.2 - DIAFRAGMAS HORIZONTALES

G.7.2.1 - Un diafragma puede definirse como un conjunto estructural horizontal o ligeramente alejado de la horizontal, de espesor pequeño respecto de sus otras dos dimensiones, que tiene la capacidad de trabajar bajo fuerzas contenidas en su propio plano.

G.7.2.2 - El diafragma se diseñará como una viga horizontal que se flecta entre los elementos verticales del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, sean éstos muros de corte u otros sistemas aporticados. El diseño se hará tanto en la dirección longitudinal como en la transversal e incluirá las debidas comprobaciones de resistencia a la flexión y al corte.

G.7.2.3 - Los elementos que conforman un diafragma deben estar debidamente ensamblados para asegurar el trabajo conjunto. Estos elementos se clasifican así:

(a) Los tableros, que constituyen el recubrimiento del piso o de la cubierta.

(b) Los montantes, largueros o viguetas que soportan el recubrimiento.

(c) Los cordones, que enmarcan el diafragma y forman parte del sistema de resistencia en el plano. Normalmente son elementos perimetrales o interiores, identificados como vigas coronas o dinteles colectores.

G.7.2.4 - **TABLEROS** - Los tableros tienen la responsabilidad de resistir la fuerza cortante y usualmente están hechos con láminas contrachapadas o aglomeradas, tablones, tablas o listones de espesor mínimo de 15 mm. El dimensionamiento de los tableros dependerá tanto de su resistencia al corte como del sistema de unión a los

elementos portantes, factores que por lo general controlarán el diseño, exigiendo condiciones especiales según sea la disposición de los elementos.

G.7.2.5 - El sistema de fijación del recubrimiento a los largueros y a los cordones o elementos perimetrales se diseñará para transferir la totalidad de la fuerza de corte.

G.7.2.6 - Los requerimientos para clavar tableros de espesor no menor de 15 mm. con clavos de 51 mm (2") de longitud serán los siguientes:

(a) En los bordes con soporte continuo: 150 mm. centro a centro

(b) A lo largo de soportes intermedios: 250 mm. centro a centro en pisos y 300 mm. centro a centro en cubiertas

G.7.2.7 - Los tableros se clasifican en confinados y no confinados. Tableros confinados son aquellos que tienen todos sus bordes perimetrales apoyados en forma continua sobre largueros o elementos más rígidos. Tableros no confinados son aquellos que poseen dos bordes paralelos sin el soporte continuo de tales elementos.

G.7.2.8 - **LARGUEROS O ENTRAMADOS PORTANTES** - Los elementos utilizados en el entramado portante de los diafragmas horizontales tendrán un espesor mínimo de 40 mm y una altura suficiente para resistir adecuadamente la flexión y el corte a que se vean sometidos. Su diseño corresponderá al de un elemento solicitado por flexión y carga axial, siguiendo las prescripciones del Capítulo G.5.

G.7.2.9 - **VIGAS CORONAS O CABEZALES** - La determinación de las fuerzas axiales en un punto de las vigas coronas deberá ser el resultado de igualar el momento flector en ese punto del diafragma, a un par conformado por las vigas coronas actuando como cordones, con un brazo igual a la distancia entre ellas, es decir, entre los centroides de sus secciones transversales. Normalmente gobernará el diseño a tensión por cuanto los esfuerzos admisibles a compresión son ligeramente mayores que los de tensión, pero deberán comprobarse los posibles efectos de esbeltez en el cordón solicitado a compresión. En cualquier caso, deberán analizarse los cordones o vigas coronas trabajando a tensión y a compresión pues la dirección de la fuerza aplicada puede cambiar de sentido.

G.7.2.10 - Cuando las vigas coronas no estén conformadas por un solo elemento, deberán ser diseñadas para las fuerzas axiales producidas por el momento máximo existente en el diafragma, independientemente de su ubicación. Teniendo en cuenta que las fuerzas axiales son usualmente el resultado de fuerzas sísmicas o de viento, para efectos de diseño se puede utilizar un coeficiente de duración de la carga $\mathbf{C_d=1.33.}$

G.7.2.11 - **DINTELES COLECTORES** - Cuando las vigas coronas son paralelas a la dirección de la fuerza aplicada, se convierten en dinteles colectores de la fuerza cortante trasmitida por el diafragma. Si tales vigas coronas se encuentran soportadas directamente por muros cortantes, deberán conectarse a ellos para una transmisión adecuada del esfuerzo cortante. Por otro lado, si las vigas coronas se localizan como puentes de una abertura del diafragma, deberán colectar la fuerza cortante para trasmitirla al sistema de resistencia de fuerzas laterales cuando encuentren su apoyo. Ello indica que las vigas coronas deberán ser diseñadas para la condición más crítica entre su trabajo como cordón del par resistente a flexión y su trabajo como colectora de fuerza cortante, en caso de existir aberturas en el diafragma.

G.7.3 - MUROS DE CORTE

G.7.3.1 - Los muros de corte constituyen los elementos verticales del sistema resistente de la edificación, y normalmente transmiten las cargas verticales. Además, soportan los diafragmas horizontales y son los encargados de llevar a los niveles inferiores las cargas horizontales que actúan en su mismo plano y que son originadas por sismo, viento u otras cargas gravitacionales.

G.7.3.2 - Un muro de corte está constituido por un entramado de pies-derechos, soleras superior e inferior, riostras y rigidizadores intermedios cuando sea necesario, y algún tipo de revestimiento por una o por ambas caras.

G.7.3.3 - La separación de los pies derechos y el espesor del revestimiento determinan, junto con las riostras, la rigidez y la resistencia a cargas horizontales del muro. La fuerza horizontal actuante determina el diseño de la unión con las soleras. Sus dimensiones definirán el régimen de transferencia y el diseño de los anclajes a la cimentación. El

espaciamiento entre anclajes deberá ser menor de 2 m. Ningún eslabón de la cadena de diseños o comprobaciones podrá suprimirse.

G.7.3.4 - El diseño de los muros de corte deberá considerar los siguientes aspectos:

(a) Proporciones del muro

(b) Diseño de las soleras

(c) Diseño de los pie derechos, rigidizadores intermedios y riostras

(d) Espesor del revestimiento y su sistema de unión

(e) Sistema de unión de los muros entre sí

G.7.3.5 - Cada muro de corte considerado por separado, deberá ser capaz de resistir la carga lateral correspondiente a su área de influencia, a menos que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales.

G.7.3.6 - El diseño de los muros de corte depende fundamentalmente de las características del entramado y del revestimiento. Con fines prácticos se basa en los resultados experimentales obtenidos al ensayar muros que pueden considerarse típicos. Se introduce entonces el concepto de "longitud equivalente" para convertir la longitud de un muro de características dadas a la equivalente de un muro de referencia que tiene una resistencia admisible al corte de 700 N/m. La longitud equivalente se obtiene multiplicando la longitud real del muro por el coeficiente correspondiente de la tabla G.7.1. Para muros diferentes a los de esta tabla pueden utilizarse los valores especificados en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, si están considerados en él.

G.7.3.6.1 - El procedimiento de la longitud equivalente podrá ser aplicado a estructuras relativamente pequeñas que resisten todas las cargas laterales por medio de muros de corte. Estos muros deberán estar dispuestos en dos direcciones ortogonales con espaciamientos menores que 4 m y su distribución deberá ser más o menos uniforme, con rigideces aproximadamente proporcionales a sus áreas de influencia.

G.7.3.6.2 - En el cálculo de longitudes equivalentes deberán descontarse las aberturas de puertas y ventanas. No se considerarán aquellos muros cuya relación altura/longitud sea mayor que 3 ni los que estén anclados a la cimentación en un solo punto.

CAPITULO G.8
CERCHAS LIVIANAS

G.8.1 - CERCHAS Y CORREAS LIVIANAS

Las cerchas son componentes estructurales planos, de contorno poligonal, formados por triangulación de elementos simples o compuestos que trabajan a tensión, compresión, tensión con flexión y flexo-compresión. En el diseño y montaje de cerchas livianas deben tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones.

G.8.1.1 - ALCANCE - Los requerimientos de este capítulo serán aplicables a armaduras livianas hasta de 12 m de luz entre apoyos, cuyas distancias entre nudos no sea mayor de 1.20 m y estén espaciadas a menos de 2.40 m.

G.8.1.2 - ANALISIS - Las armaduras deberán diseñarse para soportar las cargas de diseño. Cuando sea necesario se deberá considerar cargas de montaje y otras cargas especiales. En caso de que la cuerda inferior soporte cielo raso se considerará una carga mínima de 0.5 kN/m^2.

- Las fuerzas axiales en las barras pueden ser calculadas considerando los nudos como articulaciones.
- Para la determinación de las fuerzas axiales en las barras, las cargas distribuidas en la cuerda superior o inferior podrán ser consideradas como cargas puntuales equivalentes aplicadas en el centro de las uniones correspondientes.
- Los momentos de flexión generados por las cargas aplicadas en las cuerdas superiores podrán ser determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los montantes o diagonales.

G.8.1.3 - CRITERIOS DE DISEÑO - Todos los elementos y uniones de la armadura no deberán sobrepasar las fuerzas máximas admisibles definidas anteriormente.

- En caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de 600 mm o menor, los esfuerzos admisibles podrán ser incrementados en 10% siempre que existan elementos que garanticen un arriostramiento lateral adecuado.
- Las barras sometidas a la acción de fuerzas axiales y flexión deberán ser diseñadas a flexo-compresión o en tensión con flexión, de acuerdo con el Capítulo G.5.
- La longitud efectiva fuera del plano de la armadura será el espaciamiento entre ejes de correas.
- La longitud efectiva en montantes o diagonales será el 80% de la longitud entre centros de uniones.
- La máxima relación de esbeltez, en los elementos sometidos a compresión será de 50. En los elementos sometidos a tensión será de 80.
- Las deflexiones máximas deberán satisfacer los requisitos establecidos en G.3.5.1.
- Cuando no sea posible satisfacer los requisitos de deflexiones admisibles podrán construirse las armaduras usando contraflecha. Esta será no menor de 1/300 de la luz total.

G.8.1.4 - Las cargas de la cubierta trasmitidas por las correas descansarán directamente en los nudos y si ello no es posible, en el diseño del cordón superior se deberán tener en cuenta, no solamente las fuerzas axiales de compresión sino los momentos flectores originados. El diseño será hecho de acuerdo con la fórmula de flexo-compresión, de G.5.2.1.

G.8.1.5 - Las cargas de cielo raso producen esfuerzos de flexión en el cordón inferior de las cerchas y por esta razón su diseño se hará en concordancia con la fórmula de tensión con flexión de G.5.1.1.

G.8.1.6 - En la determinación de la longitud efectiva de los cordones superior e inferior de las cerchas deberá considerarse en forma separada la esbeltez en el plano y fuera del mismo. La sección resistente será, en el primer caso, la altura del miembro y en el segundo caso, el espesor de la cuerda. La separación entre correas o riostras longitudinales será la longitud no arriostrada fuera del plano. Cuando se trate de elementos compuestos o múltiples se emplearán valores equivalentes, según lo definido en G.4.3.5 y G.4.3.6.

G.8.1.7 - El cálculo de las deflexiones de las armaduras se basará en los métodos habituales en la práctica de la ingeniería. En el caso de que el espaciamiento entre armaduras sea igual o menor que 600 mm se deberá utilizar el módulo de elasticidad promedio $\mathbf{E_{prom}}$; en caso contrario se deberá utilizar el $\mathbf{E_{mín}}$.

El cálculo de las deflexiones en las cerchas considerará la deformación de los nudos y el incremento de deflexión con el tiempo a causa del flujo plástico y de los cambios del contenido de humedad de la madera.

En cerchas fabricadas con pernos la deflexión teórica debe incrementarse por lo menos, en un 100% para incluir las deformaciones debidas a las tolerancias de fabricación, a la acomodación de los pernos dentro de las perforaciones y al flujo plástico.

G.8.1.8 - Normalmente las cerchas sólo producen cargas verticales en los apoyos, siempre y cuando uno de ellos no ofrezca restricción al desplazamiento horizontal. Si el cordón inferior de la cercha se sitúa por encima del nivel de los apoyos, en el diseño deberán considerarse las fuerzas horizontales en los apoyos así como los esfuerzos cortantes y momentos generados en el último tramo del cordón superior. Se recomienda no elevar el cordón inferior a más de 1/3 de la altura total de la cercha.

G.8.1.9 - Toda cercha deberá ser adecuadamente asegurada en los apoyos para resistir las fuerzas de levantamiento originadas por el viento y las fuerzas horizontales originadas en sismos o vientos. El diseñador de la estructura dará instrucciones sobre el tipo de anclaje seleccionado.

G.8.1.10 - DIMENSIONES MINIMAS - Los elementos de una armadura deberán tener por lo menos 65 mm de altura y 40 mm de ancho. En el caso de usar cuerdas, montantes o diagonales compuestas de elementos múltiples, el ancho de cada uno de ellos podrá ser reducido a 20 mm.

- En caso de usar cartelas de contrachapado de madera en las uniones, éstas deberán tener un espesor mayor de 10 mm.
- Se recomienda el doblado de las puntas de los clavos en el sentido perpendicular a la dirección de las fibras de la cara exterior del contrachapado.

G.8.1.11 - Las cerchas deberán ser instaladas a plomo, con el espaciamiento correcto y alineadas de tal manera que los cordones superiores e inferiores generen planos perfectos.

G.8.1.12 - Las cerchas prefabricadas coplanares deberán tener tolerancias no mayores de 1.6 mm. en las uniones en el momento de la fabricación y no mayores a 3.2 mm en las uniones una vez estén en servicio.

G.8.1.13 - Los clavos, pernos, platinas, conectores o cualquier elemento metálico de unión debe tener una apropiada protección contra la oxidación. En caso de usar cartelas metálicas, éstas deberán estar protegidas contra la corrosión.

G.8.1.14 - De particular importancia es el diseño e instalación de un eficiente sistema de arriostramiento longitudinal en las cerchas. El diseñador de la estructura deberá indicar claramente en los planos los sistemas de arriostramiento provisional y definitivo que recomienda. Un entablado de carácter permanente y debidamente unido al cordón superior de la cercha constituye un diafragma apropiado, según se definió en el capítulo G.7. Si este no es el caso, será forzoso disponer de un sistema de contravientos alternados o de riostras en el plano de la cubierta con el fin de evitar el efecto castillo de naipes (colapso progresivo), debido a fuerzas horizontales en el sentido longitudinal. Para efectos de arriostramiento temporal durante la construcción se tendrá en cuenta lo estipulado en G.11.5.7.

CAPITULO G.9
OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES

G.9.1 - GENERAL

Otros sistemas estructurales de madera no especificados en este Reglamento, tales como estructuras de grandes luces, pórticos, arcos, encofrados, puentes, vigas laminadas, etc. se diseñarán con los criterios habituales de la práctica de la Arquitectura y la Ingeniería, incluido el presente Reglamento, y su diseño y ejecución serán responsabilidad del diseñador y del constructor, respectivamente.

■

CAPITULO G.10
ASERRADO

G.10.1 - ASERRADO DE MADERA PARA CONSTRUCCION

G.10.1.1 - GENERALIDADES - El aserrado de madera para construcción deberá hacerse preferencialmente con sierras de cinta sin fin o sierras circulares que aseguren una escuadría regular a lo largo del bloque o pieza aserrada obtenida.

- En maderas difíciles de aserrar con sistemas tradicionales se podrán dar mejores resultados si se introducen variables en la velocidad de las sierras o en la inclinación de los dientes y ángulos de corte.

- La madera deberá aserrarse en corte radial, cuando se quieran piezas de uso estructural exigentes en estabilidad dimensional.

- Para controlar distorsiones de concentración de esfuerzos se debe producir el aserrado alternando los cortes entre ambos lados del tronco, lo que permite liberar progresivamente las tensiones.

- Los aserraderos deberán producir la madera aserrada en largos que correspondan a la dimensión real comercializada. De la misma manera la escuadría o sección transversal deberá corresponder en la práctica a la dimensión comercial. Para madera de aserrío (bloques o tablones) la dimensión comercial deberá corresponder a la dimensión real.

- Las dimensiones de la madera aserrada deberán darse en el sistema métrico decimal, utilizando metros para la longitud y milímetros para la sección transversal.

G.10.1.2 - SECCIONES PREFERENCIALES - Para normalizar la producción de piezas aserradas destinadas a la construcción, la escuadría inicial de las piezas o bloques grandes deberá ser tal que permita la posterior producción de secciones preferenciales con usos más frecuentes en la construcción.

- Se deberá tener en cuenta que durante el reaserrado y producción definitiva de secciones reales habrá pérdidas por corte, cepillado y por contracciones debidas al secado de la pieza de madera.

- La figura G.10.1 muestra las posibles combinaciones de escuadrías a partir de una base que es la de la mayor dimensión práctica con calidad exigida para madera estructural.

- Es recomendable que el diseñador se limite dentro de lo posible, el uso de secciones preferenciales tipo PADT-REFORT, para lograr mayor eficiencia y economía en el proceso constructivo. Estas secciones son dimensiones reales finales luego de descontar pérdidas por cortes, cepillado y contracciones por secamiento.

- La tabla G.10.1 contiene las dimensiones de las secciones preferenciales PADT-REFORT y el uso más frecuente de cada una de ellas.

- La madera aserrada deberá comercializarse por volumen, siendo el metro cúbico la unidad comercial.

G.10.1.3 - NORMAS DE REFERENCIA - Para efectos de terminología aplicable a madera aserrada se deberá aplicar la norma NTC 172.

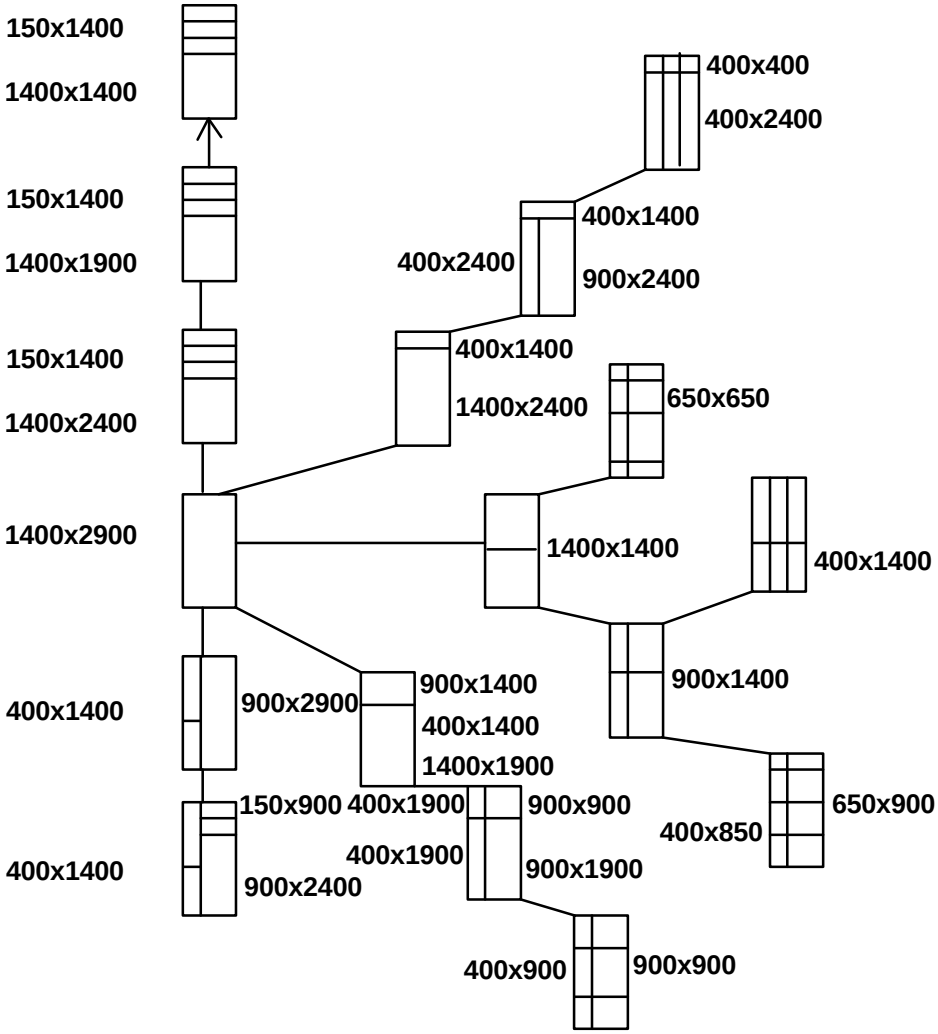
- En lo relacionado con definiciones de defectos, se tendrán en cuenta las especificadas en el apéndice G-A y en la norma NTC 824.

- La medición de defectos de maderas aserradas se hará de acuerdo con lo especificado en la norma NTC 825.

- La madera rolliza deberá cumplir los requisitos establecidos en la norma NTC 1557, para poder convertirse en madera aserrada.

- La medición, cubicación de madera rolliza, aserrada y labrada deberá hacerse según lo especificado en la norma NTC 273.

- La clasificación de madera aserrada para la construcción, sus dimensiones y defectos admisibles se harán de acuerdo con lo estipulado en la norma NTC 1646.



todas las dimensiones en mm

Figura G.10-1 - Obtención de secciones preferenciales
(Tomado del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino)

CAPITULO G.11
PREPARACION, FABRICACION, CONSTRUCCION, MONTAJE Y MANTENIMIENTO

G.11.1 – GENERALIDADES

G.11.1.1 - Todas las labores relativas a la preparación del material, fabricación, transporte e instalación de los elementos de madera, incluyendo sus uniones, deberá regirse por prácticas normalmente aceptadas por la Ingeniería y la Arquitectura y por los requerimientos de este Reglamento.

G.11.2 - PROCESOS DE PREPARACION

G.11.2.1 - SECADO DE LA MADERA - Toda madera destinada a la construcción deberá secarse hasta un **CH**% lo más próximo posible al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente en el cual va a quedar instalada.

(a) Para usos específicos en contacto permanente con el suelo o bajo agua, no habrá necesidad de secar la madera, a menos que deba ser previamente inmunizada. De la misma manera, madera estructural para vigas de sección transversal superior a 0.04 m² podrá instalarse en estado verde o simplemente semiseca.

(b) Aquellas maderas destinadas a productos machihembrados, moldurados, pisos de parqué, puertas, ventanas y similares deberán secarse con 1% a 2% por debajo de la humedad de equilibrio del lugar de uso.

(c) Las demás maderas para uso estructural o aplicaciones interiores en la construcción, tendrán que secarse hasta un CH% próximo a la humedad de equilibrio del medio ambiente de su destino final.

(d) Las maderas destinadas a la construcción podrán secarse por dos sistemas comunes en la industria: secado natural y secado por medios artificiales.

(e) El secado al aire se desarrollará mediante la exposición de la madera a la acción del medio ambiente. Este proceso se deberá realizar en patios o cubiertas con buena aireación, con prácticas de apilado apropiadas y bajo medidas de seguridad que eviten el deterioro por la acción del clima, agentes biológicos u otras causas.

(f) Cuando el contenido de humedad deseado sea inferior al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente del lugar o cuando se requiera madera seca en el menor tiempo posible, se deberán utilizar métodos artificiales de secado.

(g) El método artificial más aconsejable será en hornos o cámaras de secado mediante la aplicación de temperatura, humedad y ventilación diferentes a las naturales.

(h) En general, los procesos de secado deberán ajustarse a las especificaciones y recomendaciones del manual de secado publicado por la Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT REFORT).

(i) En el secado artificial en hornos se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones de carácter general:

- Los secamientos se deberán efectuar mediante un horario o programa de secado, según lo determine quien lleve a cabo el proceso, aplicable a cada especie y espesor de madera.
- Durante el proceso de secado y al final del mismo, se deberán llevar a cabo pruebas de control de secado y defectos por tensiones. Dichas pruebas consistirán en el "contenido de humedad estratificado" y la "prueba de tenedor". Mediante tales pruebas se podrá garantizar un secado libre de defectos y tensiones que puedan afectar la madera durante procesos ulteriores o en uso.

(j) Otro método de secado aplicable será el secado por deshumectadores, que utiliza recintos cerrados pero temperaturas no tan altas como el secado en hornos.

(k) En circunstancias especiales se podrán utilizar otros métodos de secado artificial tales como secado al vacío, por alta frecuencia o secado en solventes orgánicos.

(l) La comprobación del contenido de humedad en el comercio de madera para construcción se podrá hacer mediante el uso del xilohigómetro o medidor eléctrico de humedad.

(m) En el manual de diseño para maderas del Grupo Andino de la Junta del Acuerdo de Cartagena se encuentra a manera de información una tabla con datos sobre el comportamiento del secado de maderas aptas para construcción, así como una descripción gráfica de los defectos de secado más comunes (tabla 2.3 y figura 2.7 de la publicación citada).

G.11.2.2 - PRESERVACION DE LA MADERA - Se entiende por preservación o inmunización de la madera el proceso mediante el cual se aplica un producto químico capaz de protegerla contra el ataque de hongos, insectos o taladradores marinos.

(a) Los productos químicos que se podrán utilizar son los especificados en las normas NTC 1764, NTC 1767, NTC 1854 y NTC 2247, consistentes en productos inorgánicos oleosolubles. Al utilizar los productos mencionados se deberán cumplir los requisitos establecidos en las normas ICONTEC correspondientes.

(b) Toda madera antes de someterse a un proceso de inmunización deberá prepararse apropiadamente. Dicha preparación consistirá en una o varias de las siguientes acciones:

- Descortezado - Especialmente de madera que se va a utilizar en forma rolliza como postes, pilotes, etc.
- Secado - Según el proceso de inmunización el contenido de humedad es distinto pero en cada caso deberá ajustarse a las especificaciones técnicas del proceso.
- Incisionado - Maderas aserradas o rollizas de alta densidad o muy impermeables deberán incisionarse para asegurar una penetración más profunda y homogénea de la sustancia inmunizante.
- El dimensionamiento final y las operaciones de cajeado, perforaciones o trabajos similares deberán realizarse antes del proceso de preservación. Si por fuerza mayor debiera hacerse algún corte o taladrado posteriormente al tratamiento se deberá preestablecer la capa protectora mediante pastas preservadoras o similares.

(c) Según los requerimientos de protección, el uso de la madera y las características de ella, se aceptarán dos métodos de preservación: tratamiento sin presión y tratamiento a presión.

(d) Los tratamientos sin presión más aceptables son: aplicación con brocha, pulverización o aspersión, inmersión, baño caliente y frío, difusión y doble difusión.

(e) Los tratamientos a presión aceptables son: a célula llena y a célula vacía.

(f) Las maderas preservadas mediante procesos a presión deberán cumplir con la norma NTC 2083, en cuanto a los requisitos de penetración y retención neta de acuerdo con las condiciones de uso.

(g) Los ensayos para determinar la penetración y retención de la sustancia inmunizante deberán ajustarse a las especificaciones de las normas NTC 1093 y NTC 1157 respectivamente.

(h) La toma de muestras para los ensayos mencionados deberá seguir los procedimientos de la norma NTC 1822.

(i) La evaluación del valor fungicida de los preservativos para madera se hará según la norma NTC 1128 (ASTM D 1413).

(j) La efectividad de los preservativos en condiciones normales de uso de la madera inmunizada se podrá evaluar mediante la norma NTC 794.

(k) La terminología más usual relacionada con los materiales y procedimientos de preservación será aquella establecida en la norma NTC 1149.

(l) Algunas maderas no requerirán tratamientos inmunizantes debido a las condiciones de uso o a su propia durabilidad natural. La durabilidad natural o resistencia natural de las maderas a la pudrición podrá evaluarse en forma acelerada mediante el método descrito en la norma NTC 1127.

(m) Toda madera inmunizada deberá manipularse con cuidado para evitar daños de la parte tratada.

(n) Las inmunizadoras deberán indicar al cliente la siguiente información mínima:

- Tipo de tratamiento utilizado.
- Tipo de inmunizante.
- Penetración.
- Retención.
- Garantía otorgada según uso.
- Precauciones y recomendaciones de uso.

G.11.2.3 - LOS TRATAMIENTOS IGNIFUGOS - La aplicación de materiales retardantes del fuego o ignífugos, retardarán la combustibilidad de la madera y la velocidad de propagación de la llama. Se podrán utilizar dos métodos.

(a) ***Método de impregnación mediante el tratamiento en autoclave por vacío - Presión -*** Se deberán aplicar entre 40 kg y 80 kg de sal seca por m^3 de madera, a presiones entre 1.8 MPa y 7.0 MPa. Después del tratamiento se deberá secar la madera y hacer el control de calidad en conformidad con las normas NTC. Las sales que se podrán utilizar son: fosfato, monoamónico y diamónico, sulfato de amonio, cloruro de zinc, tetraborato de sodio y ácido bórico.

(b) ***Método de recubrimiento*** - Consiste en la aplicación de revestimientos en forma de pinturas. Estas podrán ser a base de silicatos solubles en agua, resinas de urea, carbohidratos, aloginatos y emulsiones polivinílicas. Las aplicaciones deberán hacerse en capas gruesas con un rendimiento máximo entre 2642 kg/m^3 (10 kg/galón) y 4491 kg/m^3 (17 kg/galón).

G.11.3 – FABRICACION

G.11.3.1 - MATERIALES - Desde el punto de vista de requisitos físicos, las piezas de madera utilizadas deben estar libres de hongos y putrefacción. Así mismo no debe tener nudos ni roturas que disminuyan su resistencia.

(a) Toda madera que no sea naturalmente durable deberá ser preservada de acuerdo con las normas establecidas en este Reglamento.

(b) Se deberá usar madera seca con un contenido de humedad inferior al 19%.

(c) Las maderas contrachapadas y las láminas de madera aglomerada deben cumplir con las características especificadas en el diseño.

(d) Los elementos metálicos de las uniones deberán llevar pintura anticorrosiva o en su defecto protección de zincado, si así se especifica en el diseño.

G.11.3.2 - DIMENSIONES - Las piezas de madera deben tener las secciones y longitudes especificadas en los planos de taller.

(a) Las maderas precortadas, las partes prefabricadas o de los elementos que se corten en obra, deben tener las dimensiones y escuadrías especificadas en el diseño.

(b) Las perforaciones y cajas que se ejecuten en las piezas de madera no deben menoscabar su resistencia estructural.

G.11.3.3 - TOLERANCIAS - Las imprecisiones en el corte y ensamblaje de elementos prefabricados coplanares, se limitará a dos uniones por elemento estructural con una abertura promedio máxima de 1.6 mm en el centro del área de contacto. Las máximas tolerancias en las demás juntas del mismo elemento serán la mitad de este valor. La apertura de todas las uniones en elementos estructurales en servicio se limitará a 3.2 mm.

G.11.3.4 - IDENTIFICACION - Todo elemento estructural deberá llevar una identificación visible que coincida con la señalada en los planos de taller y de montaje.

G.11.3.5 - TRANSPORTE - Para el transporte de elementos estructurales de madera se emplearán vehículos de la capacidad y dimensiones apropiadas a cada caso. Tales vehículos deberán estar preferiblemente carpados y dispondrán de carrocería y estacas de fijación que garanticen la inmovilidad de la carga durante el viaje.

Se evitará que los elementos estructurales sobresalgan de la carrocería, pero si tal es el caso, deberán zuncharse de una manera adecuada. Adicionalmente se deberán cumplir las normas establecidas por la autoridad competente.

G.11.4 – CONSTRUCCION

G.11.4.1 - OBJETIVOS - En esta sección se dan recomendaciones de construcción para las edificaciones de madera y se fijan requisitos de diseño que aseguren el buen comportamiento de las mismas.

G.11.4.2 - LIMPIEZA DEL TERRENO - El terreno debe limpiarse de todo material vegetal y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de la humedad.

G.11.4.3 - CIMENTACION - Las obras de cimentación deben realizarse de acuerdo con las pautas estructurales y según las características de resistencia del suelo.

G.11.4.4 - PROTECCION CONTRA LA HUMEDAD - Por ser higroscópica y porosa, la madera absorbe agua en forma líquida o de vapor. Si la humedad se acumula en la madera afecta sus propiedades mecánicas, se convierte en conductora de electricidad y sobre todo, queda propensa a la putrefacción y al ataque de hongos. La madera puede humedecerse por acción capilar, por lluvia o por condensación.

(a) La madera en contacto con el suelo o con alto riesgo de humedad debe ser preservada según lo establecido en G.12.2.2.

(b) Toda la madera, estructural o no, expuesta a la acción directa de la lluvia debe protegerse con sustancias hidrófugas o con superficies impermeables.

(c) Todo elemento estructural expuesto a la intemperie debe apoyarse sobre zócalos o pedestales de cemento o metálicos de tal forma que no permanezcan en contacto con el agua apozada y debe ser protegido lo mismo que los elementos de madera de recubrimiento de muros exteriores, por medio de aleros y deflectores.

(d) Para prevenir la condensación es necesario evitar los espacios sin ventilación, especialmente en climas húmedos. En aquellos ambientes que por su uso estén expuestos al vapor, como baños y cocinas, además de suficiente ventilación, deben protegerse las superficies expuestas con recubrimientos impermeables.

G.11.4.5 - PROTECCION CONTRA LOS HONGOS - Los hongos que atacan la madera son organismos parásitos de origen vegetal que se alimentan de las células que la componen desintegrándola. Se producen sobre la madera húmeda bajo ciertas condiciones de temperatura, por esporas traídas a través del aire o por el contacto directo con otros hongos. La protección de la madera debe comenzar, por lo tanto, desde que se corta.

(a) Debe especificarse madera que haya sido almacenada en condiciones de mínima humedad y que haya sido tratada con fumigantes durante el apilado.

(b) Debe desecharse la utilización de madera con muestras de putrefacción y hongos.

(c) La degradación de la madera causada por los hongos podrá evitarse si se utiliza con contenidos de humedad (CH%) menores a 18%. Se deberán tratar con sustancias preservantes, especialmente aquellas maderas con una baja durabilidad natural y la madera de albura de todas las especies.

(d) Debe evitarse el uso de clavos y otros elementos metálicos que atraviesen la madera en las caras expuestas a la lluvia, salvo que se sellen las aberturas. Se recomienda el uso de clavos galvanizados.

G.11.4.6 - PROTECCION CONTRA INSECTOS - La madera puede ser atacada, especialmente en climas húmedos y cálidos, por insectos que perforan su estructura en busca de nutrientes. Entre estos insectos están las termitas subterráneas, los gorgojos y los comejenes.

(a) En zonas donde existan termitas subterráneas deben eliminarse los restos orgánicos alrededor de la construcción y establecerse barreras de tierra tratada con insecticidas hasta la profundidad de la cimentación.

(b) Donde existan termitas subterráneas y aladas deben colocarse barreras o escudos metálicos sobre las superficies de la cimentación en forma completamente continua.

(c) Donde el riesgo de ataque de insectos sea alto debe tratarse la madera de la construcción con los métodos descritos en G.1.2.2.

G.11.4.7 - PROTECCION CONTRA EL FUEGO - Para el diseño debe tenerse en cuenta que la madera es un elemento combustible que se inflama a una temperatura aproximada de 270°C, aunque algunas sustancias impregnantes o de recubrimiento pueden acelerar o retardar el proceso. Las siguientes medidas contribuyen a proteger las edificaciones de madera contra el fuego.

(a) No deben utilizarse elementos de calefacción que aumenten peligrosamente la temperatura de los ambientes.

(b) Las paredes próximas a fuentes de calor deben aislarse con materiales incombustibles.

(c) Las edificaciones adyacentes construidas con madera deben separarse como mínimo 1.20 m entre sus partes salientes. Si la distancia es menor, los muros no deben tener aberturas y su superficie estará recubierta de materiales incombustibles con una resistencia mínima de 1 hora de exposición. Si están unidas, el paramento común debe separarse con un muro cortafuego de material incombustible. Este muro debe sobresalir en la parte superior por lo menos 0.50 m y en los extremos por lo menos un metro medidos a partir de los sitios que más sobresalgan de las construcciones colindantes. La estabilidad de este muro no debe sufrir con el colapso de la construcción incendiada.

(d) Las piezas estructurales básicas deben sobredimensionarse 3 mm en su espesor, en la cara más expuesta.

(e) Deben evitarse acabados que aceleren el desarrollo del fuego, tales como lacas y barnices oleosolubles.

(f) En el diseño de las instalaciones eléctricas debe tenerse en cuenta, además de las recomendaciones de G.11.4.9, un claro y fácil acceso a los tableros de cortacircuitos y de control.

(g) En edificaciones de uso comunitario: escuelas, centros de salud, oficinas, comercios, hoteles, etc., por su tamaño y dada la gran velocidad de propagación del fuego en las edificaciones de madera, se deben considerar las siguientes recomendaciones:

- Acceso rápido y señalizado a las fuentes más probables de incendio.
- Distribución de extinguidores según las recomendaciones de expertos en combatir incendios.
- Salidas de escape suficientes, de fácil acceso y claramente señalizadas.
- En las edificaciones de varios pisos deben proveerse escaleras exteriores de escape.
- Sistemas automáticos de detección, ya sea por humo o calor.

(h) Los depósitos para el combustible de estufas y calentadores deben localizarse fuera de las edificaciones y deben rodearse de materiales incombustibles o retardadores del fuego.

G.11.4.8 - PROTECCION CONTRA SISMOS - Para lograr que las construcciones de madera tengan una adecuada protección contra sismos es preciso que:

(a) Las estructuras de madera cumplan los requisitos establecidos en los títulos pertinentes de este Reglamento.

(b) El diseño arquitectónico cumpla los siguientes requisitos de carácter estructural:

- Que todos los elementos de la construcción estén debidamente unidos entre sí y la estructura anclada a la cimentación.
- Que la distribución de los muros en planta sea tal que la longitud de éstos en cada dirección permita resistir los esfuerzos producidos por el sismo.
- Que la cubierta no sea muy pesada con relación al resto de la estructura.

(c) Los elementos de las instalaciones de agua y desagüe se fijen a la construcción con soportes que eviten la rotura de los mismos durante los movimientos sísmicos.

(d) Las uniones de conexión a las redes públicas se hagan por medio de empalmes que permitan movimiento sin romperse.

(e) Las edificaciones de dos o más volúmenes se comporten independientemente en caso de sismo.

G.11.4.9 - INSTALACIONES ELECTRICAS - La instalación eléctrica de una construcción de madera debe cumplir con los requisitos generales exigidos por las empresas locales de suministro de energía. Las instalación eléctrica deberá tener capacidad para entregar sin sobrecarga la energía eléctrica necesaria para el alumbrado y otros equipos instalados en la construcción.

G.11.4.9.1 - *Conductores, cajas, tomacorrientes, interruptores y puntos de iluminación* - Todos los cables y alambres eléctricos deben conducirse por entre tuberías metálicas o de plástico, flexibles o rígidas, unidas por cajas metálicas o plásticas.

(a) El diseño y ejecución de la instalación eléctrica deberá tener en cuenta el sistema constructivo con el fin de permitir una correcta fijación de tuberías, cajas y aparatos.

(b) Las perforaciones y cajas que sean necesarias practicar en los elementos estructurales no deben comprometer su resistencia.

(c) Debe tenerse especial cuidado de que la instalación eléctrica no sea perforada o interrumpida por clavos que atraviesen los paneles y entramados.

(d) En caso de utilizarse a la vista, éstas deben fijarse a los elementos estructurales.

(e) Toda instalación eléctrica, interna o a la vista, debe quedar protegida de la lluvia y la humedad.

G.11.4.9.2 - *Circuitos* - Los circuitos eléctricos deben llevar alambres y cables con capacidad de conducción suficiente para no sufrir sobrecargas.

(a) Cada circuito debe tener un interruptor de protección automático y además debe existir un interruptor general para todos los circuitos.

(b) Las cocinas, los calentadores y todos aquellos equipos que consuman gran cantidad de energía deben tener un circuito independiente cada uno, con cableado y cortacircuito de capacidad apropiada.

(c) En las instalaciones eléctricas de construcciones en madera es indispensable mantener continuidad en la masa, ya sea utilizando tubería o cajas metálicas o un cable desnudo a través de toda la instalación. Esta masa debe llevarse a tierra por medio de una barra metálica enterrada.

G.11.4.10 - INSTALACIONES SANITARIAS - Las instalaciones sanitarias deberán cumplir los reglamentos de construcción vigentes. El diseño de las redes de agua y desagüe deberá tener en cuenta el sistema constructivo y estructural. Se tendrá cuidado de no debilitar las secciones de madera estructural con las perforaciones y cajas necesarias para el paso de las tuberías.

G.11.4.10.1 - *Tuberías, aparatos y desagües* - Pueden emplearse tuberías metálicas o plásticas. Para el caso de tuberías plástica, deberá usarse la calidad apropiada tanto para agua fría como para agua caliente. Las tuberías deberán fijarse convenientemente a la edificación, para evitar vibraciones que puedan romperlas o producir ruidos molestos. Los aparatos sanitarios deben ser apropiados para ser fijados a las paredes de madera. Será necesario proveer en las estructuras y en los entramados los sitios de fijación de los aparatos, reforzándolos para el efecto. Las tuberías para suministro de agua y desagüe no deben servir de apoyo. Para

los desagües podrán utilizarse tuberías metálicas, plásticas o de asbesto cemento que resistan las vibraciones y los cambios dimensionales naturales en las construcciones con madera y deben fijarse a la estructura en forma tal que las vibraciones y dilataciones no las deterioren. Los puntos de empate a las redes externas de los elementos de agua y desagüe deben estar protegidos contra el efecto de los sismos cuando así lo requiere el Título A del Reglamento.

G.11.5 – MONTAJE

G.11.5.1 - GENERALIDADES - Las recomendaciones aquí incluidas deben considerarse como mínimas para el montaje de estructuras de madera. Adicionalmente el constructor o el montador de las estructuras aplicarán las normas de la buena práctica constructiva para evitar accidentes y daños.

G.11.5.2 - PERSONAL - La entidad responsable del montaje se asegurará que los carpinteros armadores tengan suficiente experiencia, sean dirigidos por un capataz responsable e idóneo y disponga del equipo y herramientas adecuadas. Todo personal que participe en la operación de montaje deberá estar asegurado por una póliza que lo ampare por accidentes, invalidez y muerte.

G.11.5.3 - PLANOS DE MONTAJE - Los carpinteros armadores dispondrán de planos que contengan las indicaciones sobre izaje y ubicación de elementos estructurales, secuencia del armado, arriostramiento definitivo y precauciones especiales.

G.11.5.4 - SUMINISTRO POR LA OBRA - El constructor dará al armador de la estructura los ejes y cotas para el montaje. Igualmente entregará listas las bases y anclajes en la estructura de concreto, hará los resanes y suministrará fuerza eléctrica, andamios completos, espacio de almacenamiento, campamento, vigilancia y vías de acceso.

G.11.5.5 - CARGUE Y DESCARGUE - Las operaciones de cargue y descargue de elementos estructurales deberá hacerse de tal manera que no se introduzcan esfuerzos indeseables o daños en las superficies y aristas de los mismos. Las operaciones de izado de elementos estructurales se efectúan con grúas; deberá disponerse de aparejos y estrobos apropiados, y el diseñador indicará en los planos de montaje los puntos de agarre.

G.11.5.6 - ALMACENAMIENTO - Las piezas de madera, vigas, cerchas, paneles prefabricados, etc., deben apilarse durante el transporte, y almacenarse en forma tal que no estén sometidos a esfuerzos para los que no hayan sido diseñados, los cuales pueden producir roturas y/o deformaciones permanentes.

(a) Las piezas y las estructuras de madera deben mantenerse cubiertas de la lluvia, bien ventiladas y protegidas de la humedad y del sol.

(b) Se recomienda almacenar los elementos estructurales sobre superficies niveladas, provistas de maderas separadas por distancias cortas de tal manera que la humedad del suelo no los afecte. Las pilas deben tener una estabilidad adecuada.

(c) Los patios de almacenamiento deberán quedar lo mas cerca posible al sitio de montaje y en la obra deberán tener área e iluminación suficientes para permitir el manipuleo cómodo y seguro de los elementos estructurales.

G.11.5.7 - **ANCLAJES, ARRIOSTRAMIENTOS Y EMPALMES** - Todos los miembros y elementos estructurales deberán estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para cumplir con los propósitos del diseño. El personal a cargo de estas labores deberá poseer la preparación y experiencia necesarias, de acuerdo con la calificación establecida por el constructor responsable de la obra.

G.11.5.7.1 - *Anclajes* - Los anclajes de la estructura a la cimentación deben ejecutarse de acuerdo con el diseño estructural.

G.11.5.7.2 - *Arriostramiento temporal* - El objetivo del arriostramiento temporal es el de garantizar un adecuado soporte a los elementos en el plano perpendicular, con el fin de mantenerlos en la posición señalada en los planos y que puedan resistir las fuerzas sísmicas y de viento durante la construcción. El arriostramiento temporal es responsabilidad del armador de la estructura.

(a) El apuntalado y arriostramiento temporales deben hacerse con puntales y listones de suficiente calidad estructural y no deben removerse hasta que la estructura esté aplomada, nivelada, asegurada y arriostrada definitivamente en el lugar que le corresponde.
(b) Como es práctica normal amarrar todas las estructuras entre sí, es muy importante asegurarse de que el primer elemento este bien soportado y aplomado.
(c) En el caso de cerchas y pórticos no se recomienda el uso de espaciadores cortos entre los elementos estructurales; en su lugar deben emplearse piezas de madera largas, colocadas diagonalmente y clavadas a varios elementos con la separación definitiva.
(d) Debe prestarse atención especial al arriostramiento temporal de las cerchas en el plano determinado por el cordón superior y a las vigas de cordones paralelos.

G.11.5.7.3 - *Cortes y cajas* - El montador de las estructuras de madera no deberá efectuar cajas, disminuciones de la sección o cortes no autorizados por el diseñador de la misma.

G.11.5.8 - NORMAS DE SEGURIDAD - Si algunas partes de la estructura que se está montando se utilizan como base para andamios se deben apoyar en sitios suficientemente resistentes.

(a) No debe dejarse ningún tornillo sin tuerca y arandela, ningún tornillo goloso debe sobresalir y a todo clavo que sobresalga se le debe doblar la punta.
(b) Durante el montaje deben respetarse las normas de seguridad del personal y emplearse los equipos de protección necesarios.

G.11.6 – MANTENIMIENTO

G.11.6.1 - GENERALIDADES - Toda edificación de madera aunque esté bien construida requerirá revisiones, ajustes y reparaciones a lo largo de su permanencia. Al poco tiempo de construida probablemente será necesario arreglar fisuras en las uniones de las maderas y desajustes en puertas y ventanas debidos al asentamiento en el terreno y al acomodo de la madera a la humedad del ambiente. Posteriormente será necesario efectuar revisiones periódicas y ejecutar los arreglos necesarios.

(a) Reclavar los elementos que por la contracción de la madera debido a vibraciones o por cualquier otra razón se hayan desajustado.
(b) Si se encuentran roturas, deformaciones o podredumbres en las piezas estructurales dar aviso al constructor.
(c) Repintar las superficies deterioradas por efectos del viento y del sol.
(d) Si la madera ha sido tratada con inmunizantes colocados con brocha, aplicar un nuevo tratamiento con la periodicidad y las precauciones que recomienda el fabricante del producto que se use.
(e) Revisar los sistemas utilizados para evitar las termitas aéreas y subterráneas (véase G.11.4.6).
(f) Fumigar por lo menos una vez al año para evitar la presencia de insectos domésticos y ratas.
(g) Mantener las ventilaciones de áticos y sobrecimientos sin obstrucciones.
(h) Inspeccionar posibles humedades que puedan propiciar la formación de hongos y eliminar sus causas.
(i) Limpiar y si es necesario, arreglar canales y desagües de los techos.
(j) Verificar la integridad de la instalación eléctrica.
(k) Donde existan sistemas especiales de protección contra incendios, verificarlos (véase G.11.4.7).
(l) En caso de construcciones sobre pilotes, revisar el apoyo homogéneo de la estructura, su nivelación y estado.

APENDICE G-A
LA MADERA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION

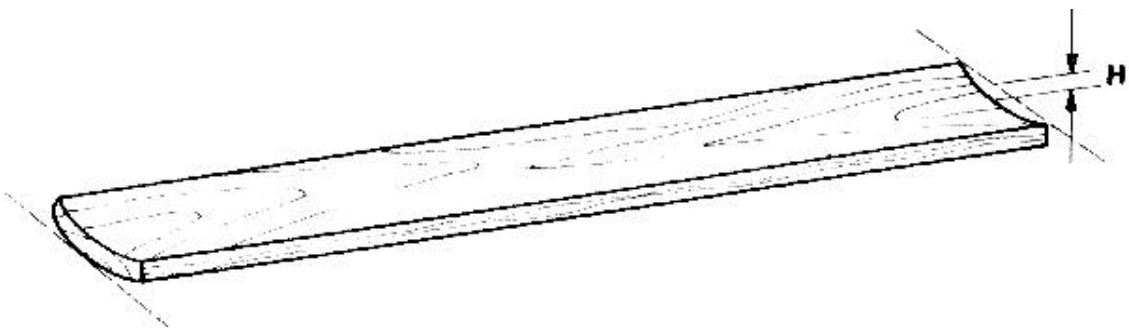
G-A.1 - NORMA DE CLASIFICACION VISUAL

La norma de clasificación visual por defectos PADT - REFORT que se presenta a continuación está destinada a la clasificación de madera aserrada para uso estructural. Todas las piezas que satisfagan la mencionada regla clasifican como madera estructural y todas las propiedades resistentes y elásticas asignadas a las especies agrupadas en grupos resistentes son aplicables sin otras restricciones que las tolerancias en dimensiones para la habilitación y fabricación de componentes.

G-A.1.1 - ALABEO - Es la deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinal, transversal o de ambos.

Se consideran:

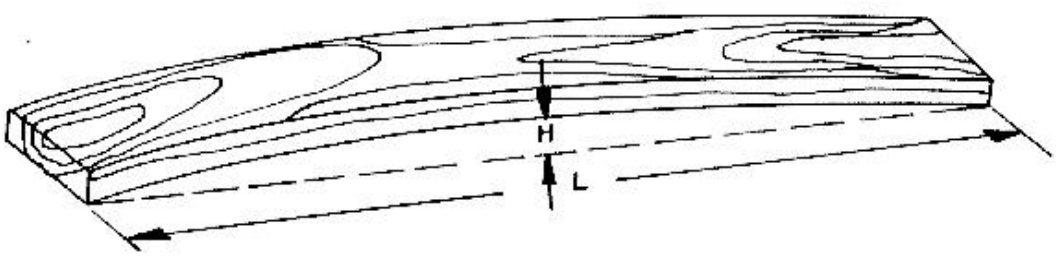
a) ***Abarquillado*** - Es el alabeo de las piezas cuando las aristas o bordes longitudinales no se encuentran al mismo nivel que la zona central.



Reconocimiento - Al colocar la pieza de madera sobre una superficie plana apoyará la parte central de la cara quedando levantados los cantos, presentando un aspecto cóncavo o de barquillo.

Tolerancia - Se permiten en forma leve, no mayor de 1% del ancho de la pieza.

b) ***Arqueadura*** - Es el alabeo o curvatura a lo largo de la cara de la pieza.

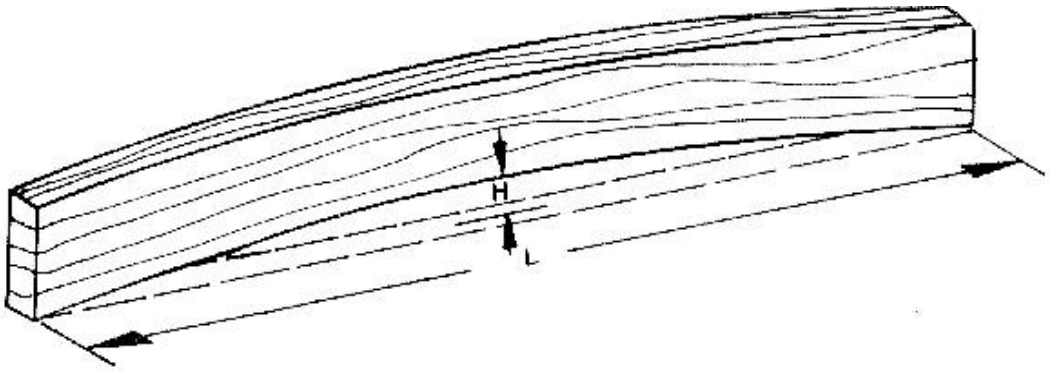


Reconocimiento - Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará una luz o separación entre la cara de la pieza de madera y la superficie del apoyo.

Tolerancia - Se permite 10 mm por cada 3 m de longitud o su equivalencia:

$$\frac{H}{L} < 0.33\%$$

c) ***Encorvadura*** - Es el alabeo o curvatura a lo largo del canto de la pieza.

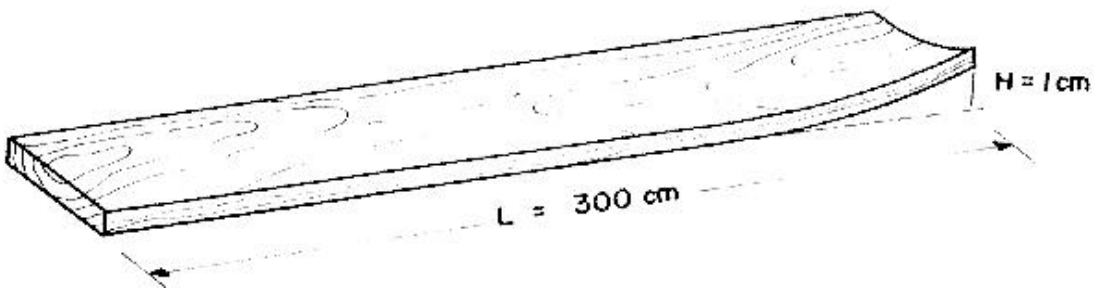


Reconocimiento - Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará una luz o separación entre el canto de la pieza de madera y la superficie de apoyo. Se ubicará el lugar de mayor distanciamiento para ser medido.

Tolerancia - Se permite 10 mm por cada 3 m de longitud o su equivalente:

$$\frac{H}{L} < 0.33\%$$

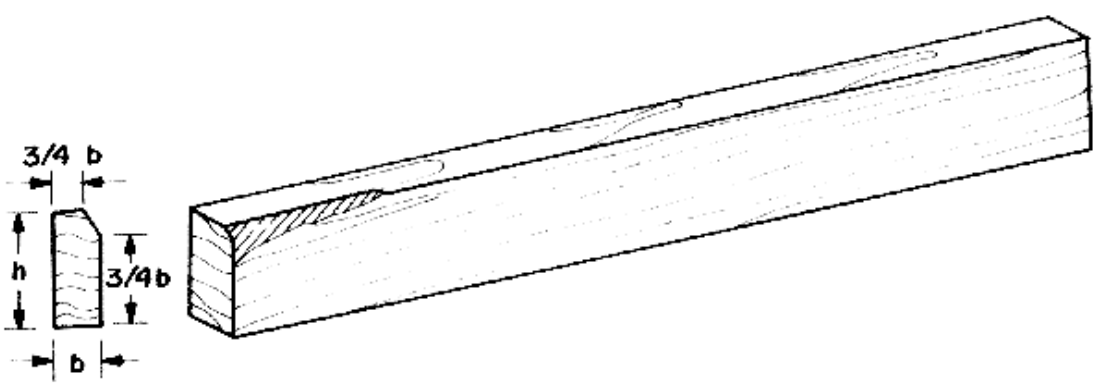
d) ***Torcedura*** - Es el alabeo que se presenta cuando las esquinas de una pieza de madera no se encuentran en el mismo plano.



Reconocimiento - Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará el levantamiento de una o más aristas en diferentes secciones.

Tolerancia - Se permite solamente cuando este defecto se presenta en forma muy leve y en una sola arista. Se permite 10 mm de alabeo para una pieza de 3 m de longitud.

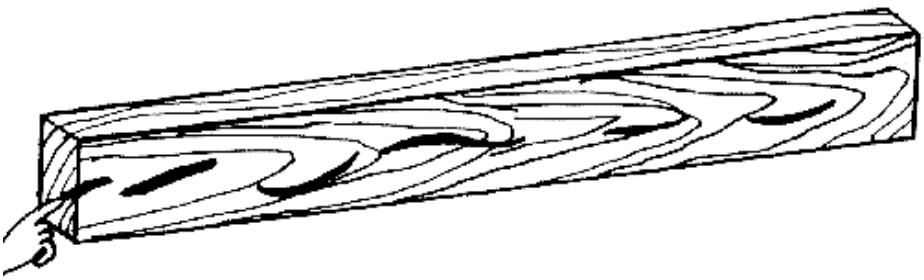
G-A.1.2 - ARISTA FALTANTE



Reconocimiento - Es la falta de madera en una o más aristas de la pieza.

Tolerancia - Se permite en una sola arista. Las dimensiones de la cara y el canto donde falta la arista deberán ser por lo menos los tres cuartos de las respectivas dimensiones de la sección completa. Se deberá verificar el esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras, de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

G-A.1.3 - DURAMEN QUEBRADIZO - Es la parte más interior del leño, generalmente de color más oscuro y de mayor durabilidad que la albura, aunque no está siempre nítidamente diferenciado de ella. Constituye normalmente la mayor proporción del centro del tronco.



Reconocimiento - Porción de madera en una zona de aproximadamente 100 mm de diámetro adyacente a la médula caracterizada por una fragilidad anormal. Se presenta en forma de grietas de media luna. Es más frecuente en árboles viejos y puede presentar deterioro.

Tolerancia - Ninguna. No se permite.

G-A.1.4 - ESCAMADURA O ACEBOLLADURA - Es la separación del leño entre dos anillos de crecimiento consecutivos.

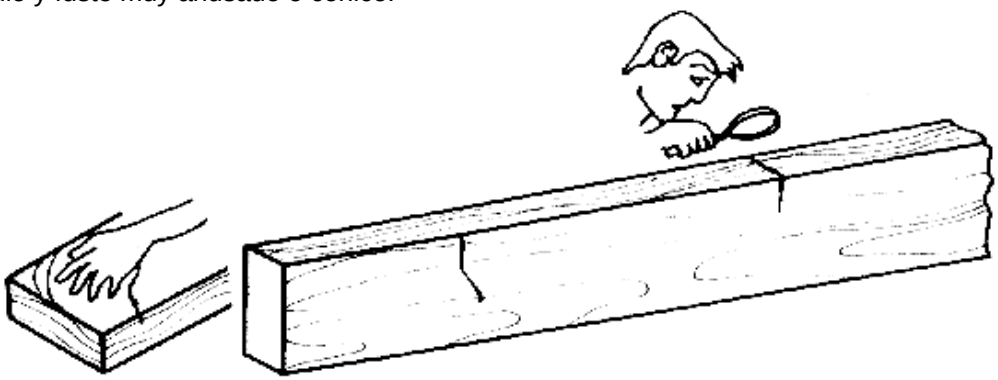
Reconocimiento - Se observan como escamas superficiales en las caras tangenciales de una pieza de madera.

Tolerancia - No se permite en las aristas. Se permite en las caras si es paralela al eje de la pieza, de una profundidad menor a un décimo del espesor y una longitud no mayor de un cuarto de la longitud total. Se deberá verificar el esfuerzo cortante de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

G-A.1.5 - FALLAS DE COMPRESION - Es la deformación y rotura de las fibras de la madera como resultado de compresión o flexión excesiva en árboles en pie causados por su propio peso, o por acción del viento. Pueden producirse además durante las operaciones de corte y apeo de los árboles o por un mal apilado de la madera aserrada.

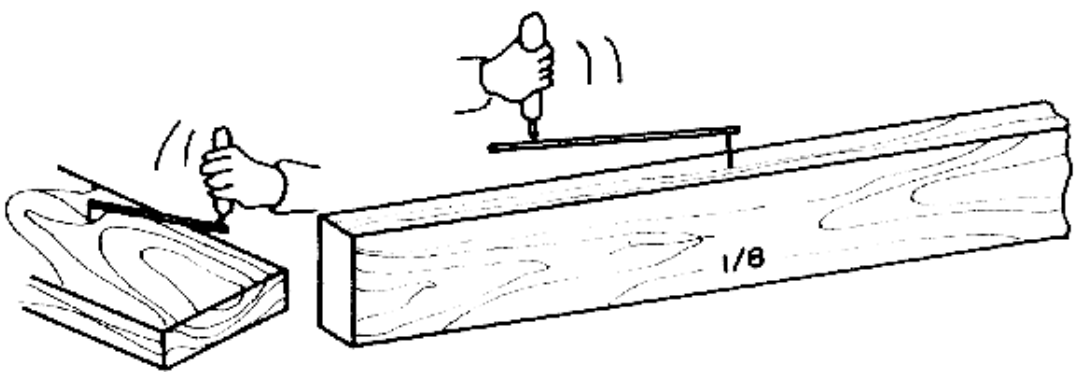
Reconocimiento - Se observan en las superficies bien cepilladas de una pieza como arrugas finas perpendiculares al grano. Estas fallas originan zonas con muy poca o ninguna capacidad mecánica, por lo

que su correcta identificación es fundamental para la seguridad de la estructura. Se presenta en árboles que tienen el tallo y fuste muy ahusado o cónico.



Tolerancia - Ninguna. No se permiten.

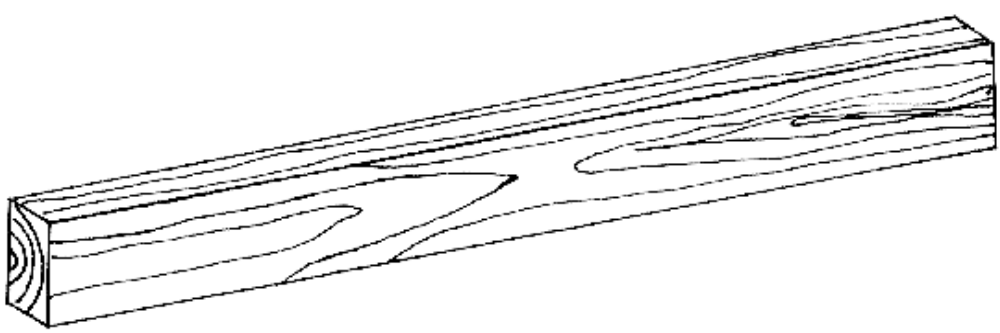
G-A.1.6 - GRANO INCLINADO - Es la desviación angular de las fibras de la madera con relación al eje longitudinal de la pieza.



Reconocimiento - Es la desviación angular que presenta el grano con respecto al eje longitudinal de la pieza. Es necesario hacer uso repetido del detector del grano sobre las caras y cantos de la pieza.

Tolerancia - Se permite en cara o canto hasta un máximo de 1/8 de inclinación.

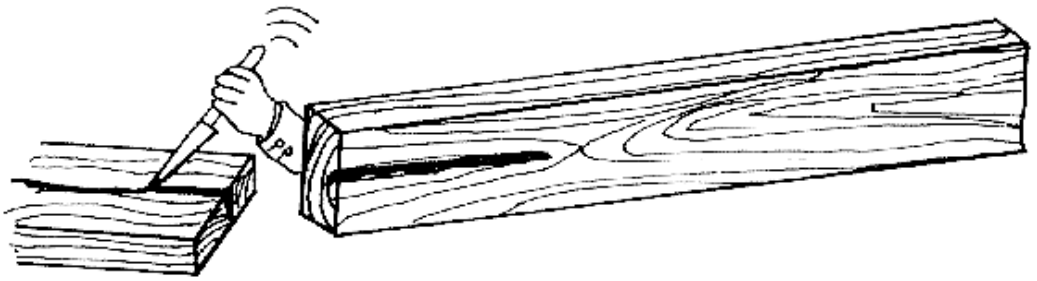
G-A.1.7 - GRIETA - Es la separación de los elementos de la madera en dirección radial y longitudinal que no alcanza a afectar dos caras de una pieza, o dos puntos opuestos de la superficie de una madera rolliza.



Reconocimiento - Se observan como separaciones discontinuas y superficiales, de aproximadamente 1 mm de separación y 2 mm a 3 mm de profundidad. Este defecto se produce durante el proceso de secado.

Tolerancia - Se permite moderadamente. La suma de sus profundidades, medidas desde ambos lados, no debe exceder un cuarto del espesor de la pieza. Se deberá verificar el esfuerzo cortante de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

G-A.1.8 - MEDULA - Es la parte central del duramen constituida esencialmente por parénquima, tejido generalmente blando o células muertas.



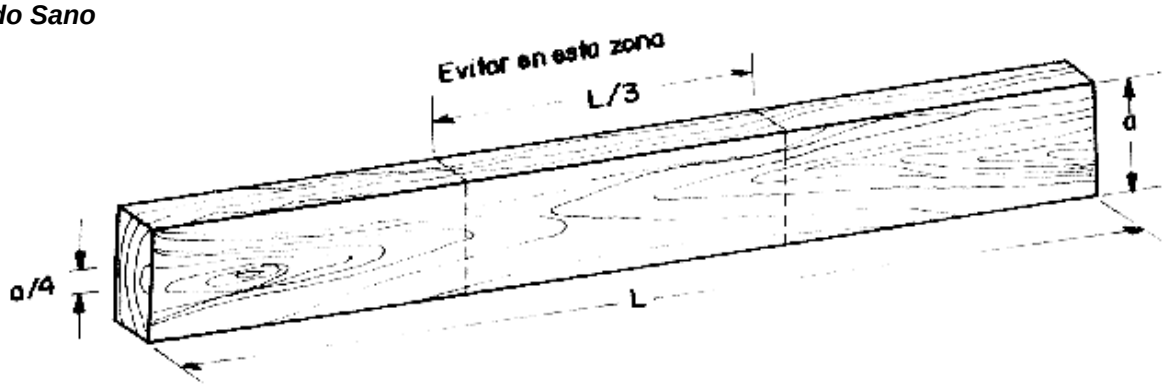
Reconocimiento - Es la pequeña zona de tejido esponjoso situada en el centro del duramen. Es susceptible al ataque de hongos e insectos.

Tolerancia - No se permite.

G-A.1.9 - NUDO - Es el área de tejido leñoso, resultante del rastro dejado por el desarrollo de una rama, cuyas características organolépticas y propiedades son diferentes a la madera circundante.

Se consideran:

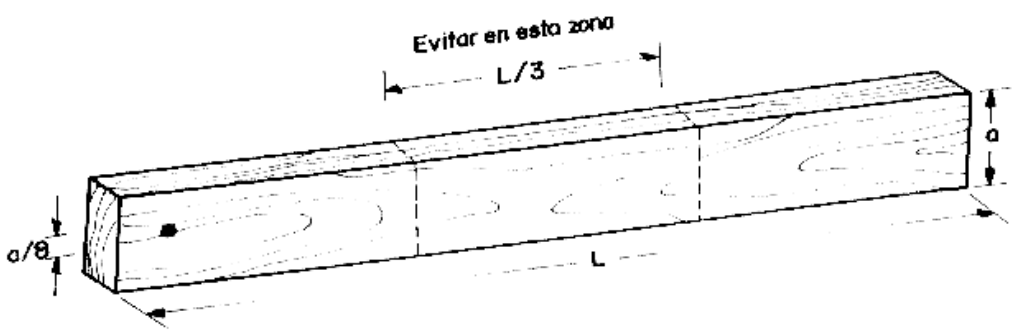
a) ***Nudo Sano***



Reconocimiento - Es la porción de rama entrecruzada con el resto de la madera y que no se soltará o aflojará durante el proceso de secado y uso. No presenta deterioro ni pudrición.

Tolerancia - Se permiten hasta un diámetro de 1/4 del ancho de la cara, con un máximo de 40 mm y con un distanciamiento entre nudos mayor de 1 m.

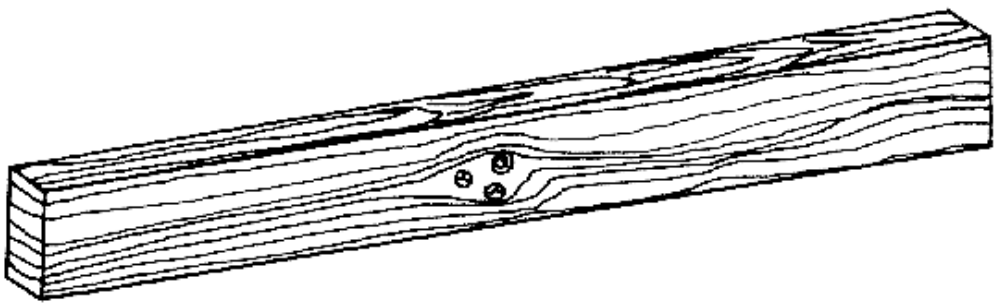
b) ***Nudo Hueco***



Reconocimiento - Son los espacios huecos dejados por los nudos al desprenderse de la madera. A los nudos sueltos o con deterioro se les debe considerar como nudos huecos.

Tolerancia - Se permite hasta un diámetro de 1/8 del ancho de la cara y hasta un máximo de 20 mm. Evitarlos en cantos sometidos a tensión.

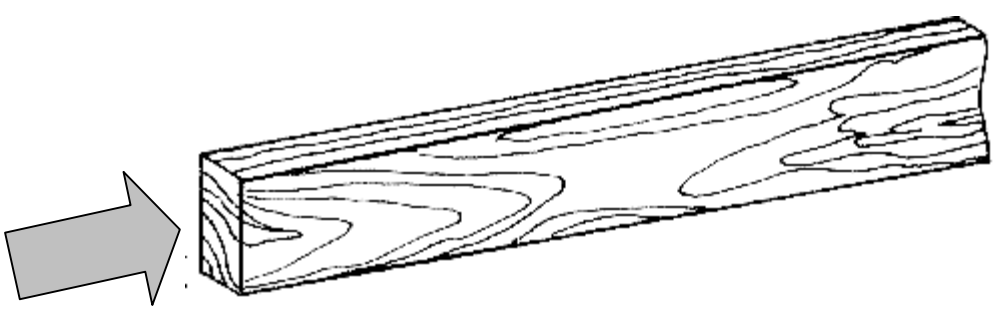
c) ***Nudos arracimados***



Reconocimiento - Se observan con el agrupamiento de dos o más nudos desviando notoriamente la dirección de las fibras que lo rodean.

Tolerancia - No se permiten.

G-A.1.10 - PARENQUIMA - Son células típicamente en forma de paralelopípedo, presentan paredes delgadas. Sirven para almacenar sustancias de reserva. Son susceptibles al ataque de hongos e insectos.



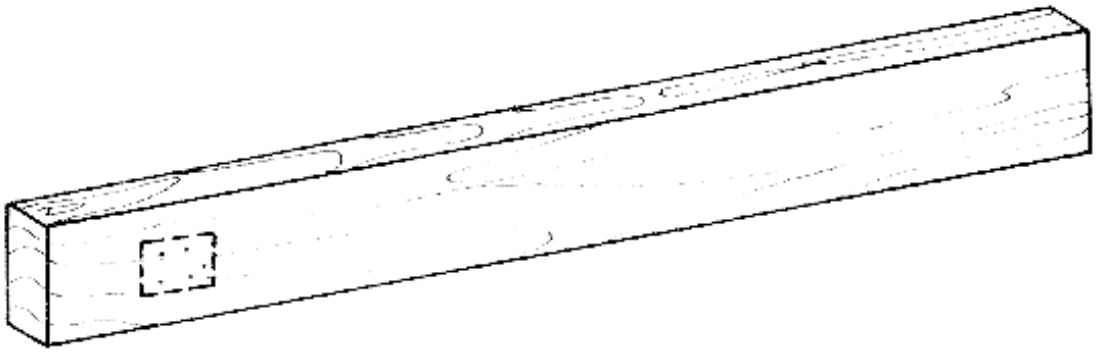
Reconocimiento - Son células correspondientes al tejido blando, por lo general de color más claro que la parte fibrosa del leño. Se distribuyen en bandas concéntricas y se observan a simple vista en la sección transversal de la pieza de madera previamente humedecida.

Tolerancia - No se permite en piezas que van a estar sometidas a esfuerzos de compresión paralela a; grano. Para otros usos sí se permite. Las bandas parenquimatosas no deben ser mayores de 2 mm de espesor.

G-A.1.11 - PERFORACIONES - Son agujeros o galerías causadas por el ataque de insectos o larvas.

Se consideran:

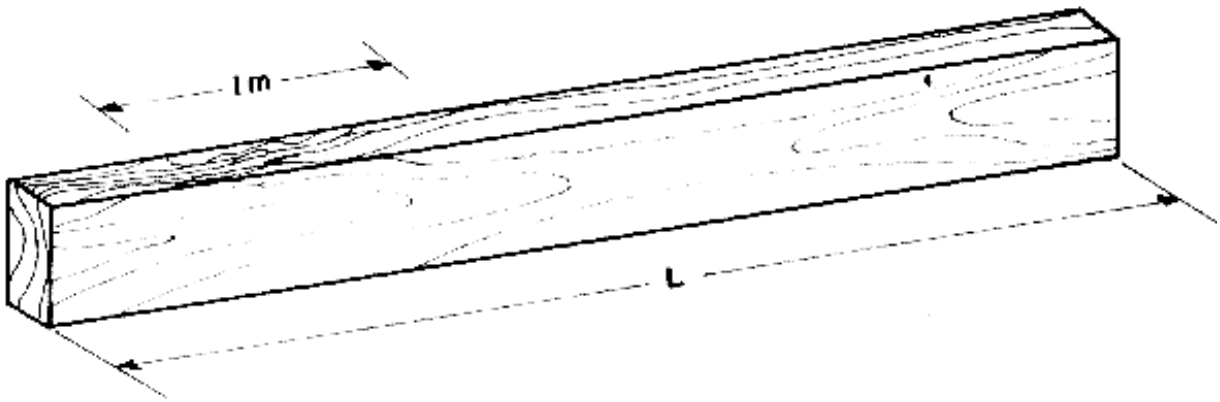
a) ***Perforaciones pequeñas***



Reconocimiento - Son agujeros con diámetros iguales o menores a 3 mm producidos por insectos de tipo ambrosía. Aquellos producidos por los insectos tipo Lyctus no se aceptan.

Tolerancia - Se permiten cuando su distribución es moderada y comprende una zona menor que un cuarto de la longitud total de la pieza. Máximo 6 agujeros por 0.01 m². No alineados ni pasantes.

b) ***Perforaciones grandes***



Reconocimiento - Son agujeros con diámetros mayores de 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras tipo "brocas de los domicilios". Bostrychidae.

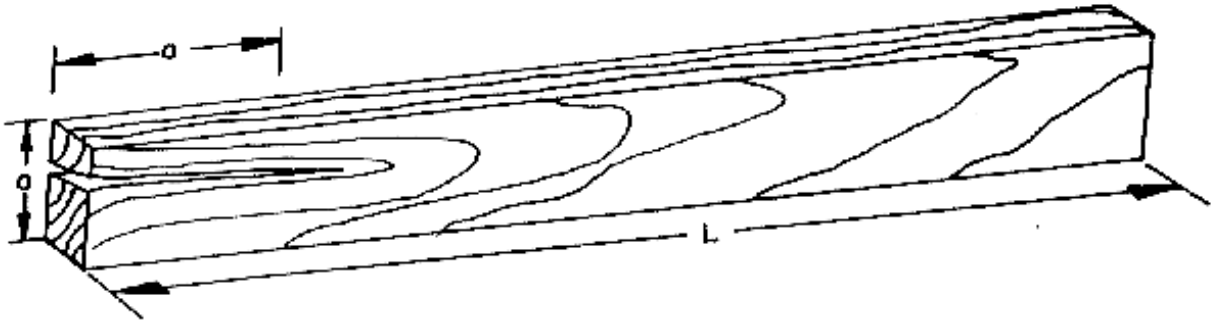
Tolerancia - Se permiten cuando su distribución es moderada y superficial. Máximo 3 agujeros por metro lineal. No alineados ni pasantes.

G-A.1.12 - PUDRICION - Es la descomposición de la madera en la que se presentan cambios en apariencia y color y pérdida de propiedades físicas y mecánicas.

Reconocimiento - La pudrición clara se reconoce por la coloración blanquecina de la madera debida a la descomposición de la lignina. La pudrición parda o castaña se caracteriza por la descomposición de la celulosa de las fibras; la superficie de la zona afectada presenta rajaduras formando pequeños cubos o bloques de madera descompuesta.

Tolerancia - No se permite.

G-A.1.13 - RAJADURAS - Son separaciones naturales entre los elementos de la madera que se extienden en la dirección del eje de la pieza y afectan totalmente su espesor, o dos puntos opuestos de una madera rolliza.



Reconocimiento - Se observan como separaciones del tejido leñoso en la dirección del grano.

Tolerancia - Se permite sólo en uno de los extremos de la pieza y de una longitud no mayor al ancho o cara de la pieza. Se deberá verificar el esfuerzo cortante de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

G-A.2 - CLASIFICACION VISUAL POR DEFECTOS PARA MADERA ESTRUCTURAL

Cualquier irregularidad o imperfección que afecta las propiedades físicas, químicas y mecánicas de una pieza de madera puede considerarse como un defecto. La finalidad de la clasificación por defectos es limitar la presencia, tipo, forma, tamaño y ubicación de los mismos para obtener piezas de madera con características mínimas garantizadas. Variando las tolerancias pueden definirse un sinnúmero de clases, sin embargo a continuación se propone una sola regla o norma para la clasificación de madera para uso estructural.

(a) La clasificación mencionada es del tipo "visual" lo que implica una selección o verificación de las tolerancias por personal humano entrenado y eventualmente certificado oficialmente siguiendo una comprobación visual. La aplicación de la norma se limita a madera aserrada y escuadrada.

(b) Para facilitar la aplicación de la norma se presentan conjuntamente con las tolerancias algunas recomendaciones para el reconocimiento de defectos. Se dispone también de un "Manual de Clasificación Visual para Madera Estructural" editado por el PADT - REFORT de la Junta del Acuerdo de Cartagena.

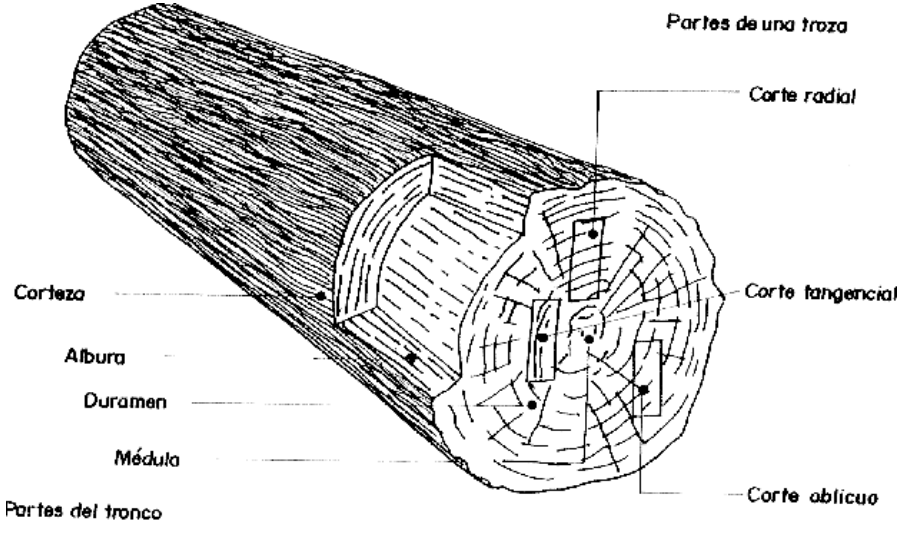


Figura G-A-1
Términos usados en la definición de defectos y presentación de la norma de clasificación visual

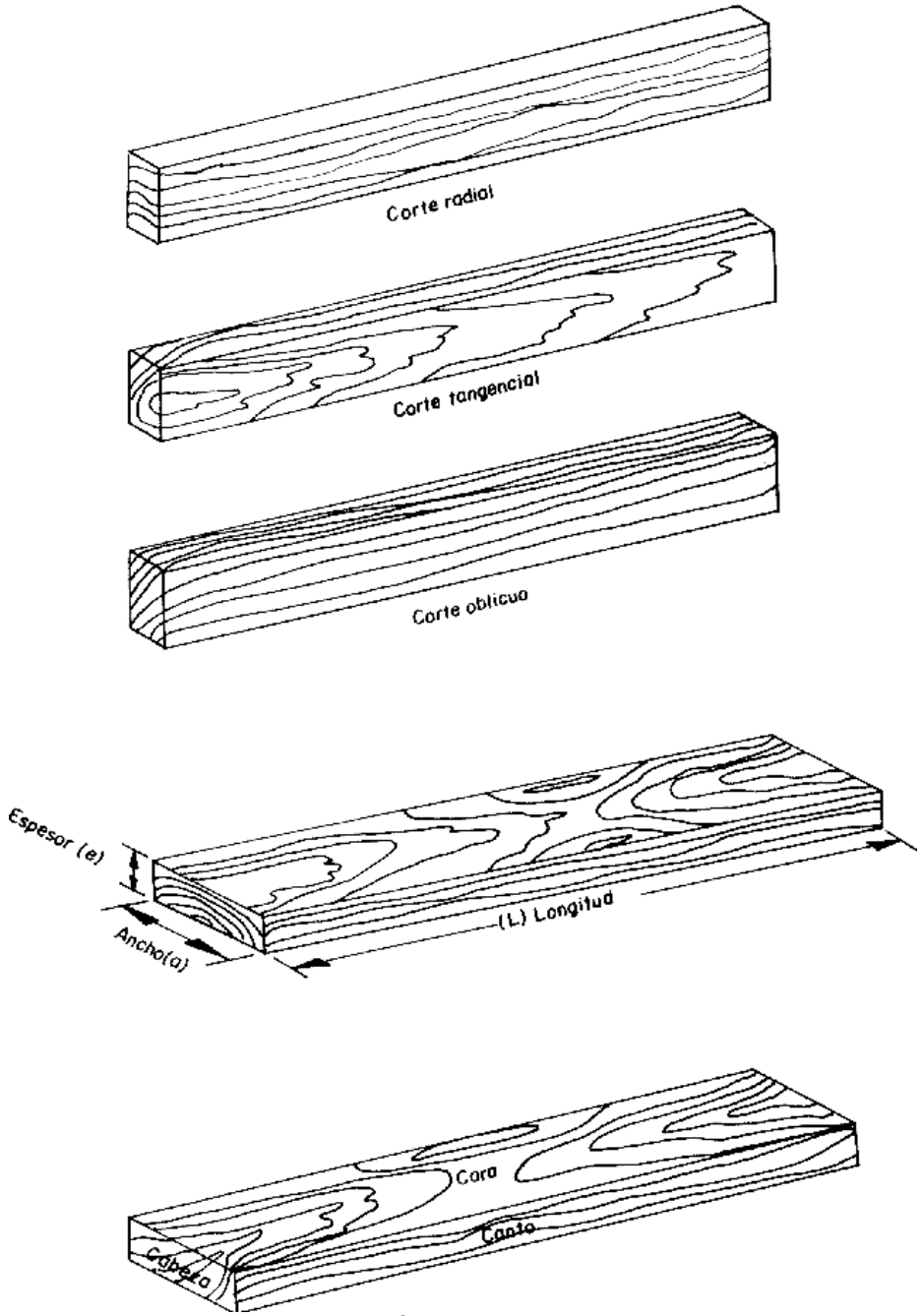


Figura G-A-2
Términos usados en la definición de defectos y presentación de la norma de clasificación visual

(c) Se espera que la producción de un aserradero que funciones con criterios mínimos de eficiencia, del 40% al 45% de la producción se clasificaría como MADERA ESTRUCTURAL, es decir piezas que satisfacen los límites de defectos establecidos en la norma que aquí de presenta.

(d) La calidad de la madera es afectada por diversos agentes o factores. A continuación se presentan definiciones para los diferentes tipos de defectos agrupados según su origen. En la figura G-A-2 se ilustran algunos de los términos más usados en esta sección.

G-A.2.1 - DEFECTOS RELATIVOS A LA CONSTITUCION ANATOMICA

Albura - Es la parte del leño que sigue a la corteza que en el árbol en pie contiene células vivas y materiales de reserva. Generalmente es de color claro y es más susceptible al ataque de hongos e insectos que el duramen. En general, sus propiedades mecánicas no son diferentes a las del duramen.

Se considera como defecto cuando ha sido atacada y presenta pudrición y cuando no está preservada. Por lo general la albura en casi todas las especies es susceptible al ataque.

Bolsa - Es la presencia de una cavidad bien delimitada que contiene resina, goma o tanino.

Corteza incluida - Es la presencia de una masa de corteza total o parcialmente comprendida en el leño.

Duramen quebradizo o madera de reacción - Madera anormal formada típicamente en algunas zonas limitadas de ramas o fustes, caracterizada por su color, consistencia y propiedades distintas al resto del leño, es esencialmente de la zona central del tronco.

Grano inclinado - Desviación angular que presentan los elementos constitutivos longitudinales de la madera, con respecto al eje longitudinal del fuste o canto de una pieza.

Madera de compresión - Madera de reacción que se forma típicamente en las coníferas. Generalmente es más madura y oscura que la madera normal.

Madera de tensión - Madera de reacción que se forma típicamente en las latifoliadas, generalmente es más clara que la madera normal.

Médula - Parte central del duramen, constituida esencialmente por células de parénquima o células muertas. Es susceptible al ataque de hongos e insectos.

Nudo - Area de tejido leñoso resultante del rastro dejado por el desarrollo de una rama, cuyas características organolépticas y demás propiedades son diferentes a las de madera circundante.

Parénquima en bandas anchas - Células de paredes delgadas que presentan mayor cavidad, son las que almacenan sustancias de reserva. Dichas células, agrupadas en bandas de 6 a más series, forman zonas débiles del leño.

G-A.2.2 - DEFECTOS RELATIVOS AL ATAQUE DE AGENTES BIOLOGICOS

Acañonado - Orificio aproximadamente cilíndrico en el interior de una troza como consecuencia del atabacado.

Atabacado - Proceso de pudrición castaña de la madera que se caracteriza, en la etapa avanzada por la desintegración del leño en un polvo de color pardusco.

Mancha - Cambio de color de la madera producido por hongos que descomponen la estructura leñosa.

Perforaciones grandes - Agujeros con diámetros mayores a 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras. Ejemplo brocas de los domicilios.

Perforaciones pequeñas - Son agujeros con diámetros iguales o menores a 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras. Ej. Lyctus.

Pudrición avanzada - Etapa de descomposición en que la madera presenta cambios evidentes en su apariencia, peso específico, composición, dureza y otras características mecánicas.

Pudrición castaña - Aquella que se caracteriza por una coloración castaña de la madera como consecuencia de la descomposición de la celulosa.

Pudrición clara - Aquella que se caracteriza por la coloración clara de la madera como consecuencia de la descomposición preponderante de la lignina además de las holocelulosas.

Pudrición incipiente - Etapa inicial de la descomposición en la cual la madera pierde parte de sus propiedades mecánicas y puede sufrir cambios de color debido al ataque de hongos.

G-A.2.3 - DEFECTOS ORIGINADOS DURANTE EL APEO, TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Desgarramiento - Rompimiento que se produce en la base del tronco al ser cortado o taladrado el árbol.

Fractura y falla de compresión - Deformación o rompimiento de las fibras de la madera como resultado de compresión o flexión excesiva ocasionada en árboles en pie por la acción del viento, granizo o proceso de crecimiento, y el árboles apeados como resultado de esfuerzos durante las operaciones de explotación y aprovechamiento.

Rajadura - Separación de los elementos constitutivos de la madera que se extienden en la dirección del eje de la pieza afectando totalmente el espesor de la misma o dos puntos opuestos de una madera rolliza.

G-A.2.4 - DEFECTOS ORIGINADOS DURANTE EL SECADO

Alabeo - Deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinal o transversal o de ambos.

Abarquillado - Alabeo de las caras en la dirección transversal.

Arqueadura o combado - Alabeo de las caras en la dirección longitudinal.

Colapso - Reducción de dimensiones de la madera que ocurre durante un proceso de secado por encima del punto de saturación de la fibra y que se debe a un aplastamiento de sus cavidades celulares. A menudo se observa como un corrugado de la superficie.

Encorvadura - Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

Endurecimiento superficial - Es el estado de tensiones en una pieza caracterizado por compresión en las capas externas y tensión en la parte interna, como resultado de inadecuadas condiciones de secado.

Grieta - Separación de los elementos constitutivos de la madera cuyo desarrollo no alcanza a afectar dos caras de una pieza aserrada o dos puntos opuestos de la periferia de una madera rolliza.

Rajadura - Separación de los elementos constitutivos de la madera que se extiende en la dirección del eje longitudinal de la pieza y afecta totalmente el espesor de la misma o dos puntos opuestos de una madera rolliza.

Torcedura - Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

G-A.2.5 - DEFECTOS ORIGINADOS DURANTE EL ASERRIO

Arista faltante - Falta de madera en una o más aristas de una pieza.

Mala escuadría - Se denomina así a la sección transversal de una pieza de madera que esta mal labrada a escuadra.

Picada - Depresión en la superficie de una pieza producido por un corte anormal.

G-A.2.6 - CONTROL DE DEFECTOS

Constitución anatómica - Los defectos relativos a la constitución anatómica de una pieza de madera no son controlables debido a que son características propias de la especie. Propiamente no constituyen defectos sino características de crecimiento que al habilitar las piezas de madera aserrada quedan incorporadas en éstas alterando su comportamiento estructural. Solamente se evitarían, seleccionando y analizando las características generales de la especie antes de cortar el árbol o aserrar la pieza de madera, seleccionando especies que presentan el tipo de grano, parénquima o volumen de albura, etc., que se encuentren dentro del rango de tolerancia de la clasificación; o habilitando teniendo en mente la producción de madera para estructuras orientando debidamente los planos de corte.

Ataques biológicos - Los defectos relativos al ataque de los agentes biológicos son controlables a su debido tiempo como cualquier tipo de infección. En la actualidad se cuenta con la ayuda de preservantes

hidrosolubles y oleosolubles en el mercado, para controlar los ataques. Si se considera conveniente no usar preservantes es recomendable elegir una especie que presente buena o alta durabilidad natural.

Apeo, transporte y aserrío - Los defectos originados durante el apeo, transporte, almacenamiento y aserrío, son ocasionados por lo general por deficiencias manuales o mecánicas durante dichas operaciones.

Se controlan fácilmente teniendo en cuenta la mano de obra calificada y el buen mantenimiento de la maquinaria y equipo, durante las operaciones de extracción, transporte, aserrío y apilado.

Secado de la madera - Los defectos originados durante el secado, son ocasionados por las deficiencias en el sistema de apilado y almacenamiento de las piezas al secarse, o por un mal programa de secado al horno.

Se controlan tomando en cuenta la constitución anatómica de la madera y considerando especialmente el plano de corte durante el aserrío de determinadas especies. Para ello es necesario contar con una mano de obra calificada conocedora de los conceptos propios del secado de la madera.

■

APENDICE G-B
MADERAS COLOMBIANAS SEGUN GRUPO ESTRUCTURAL

G-B.1 – CLASIFICACION ESTRUCTURAL

En la tabla G-B-1 se presentan algunas maderas colombianas y su correspondiente grupo estructural. Podrán incluirse otras maderas si en su clasificación se siguen los criterios establecidos en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino.

Tabla G-B-1
Maderas colombianas según grupo estructural

Nombre común	Nombre científico	Grupo
Abarco	Carimana pyriformis	B
Aceite maría	Calophyllum mariae	C
Achapo	Cedrelinga catenaeformis	C
Ají, arracacho	Clavisia racemosa	B
Algarrobo	Hymenaea courbaril	A
Avichun	Brosimum mleanum	B
Bálsamo	Myroxylon peruferum	A
Caimito	Chrysophyllum cainito	A
Carrá	Huberoddendron patinol	C
Ceiba amarilla	Hura crepitans	C
Ceiba tolna	Bombacopsis quinata	C
Copaiba	Copaitera officinalis	C
Costillo	Aspidosperma macrocarpon	A
Cupaiba	Copaifera pubiflora	B
Chanul	Humiriasfram procerum	A
Chaquiro	Goupia glabra	A
Chocolatillo	Piptadenia grata	A
Chocho	Ormosia coccinea	B
Chuguacá	Hieronyma laxiflora	C
Chupón	Pouteria anibifolia	B
Dinde	Chlorophora tinctoria	B
Dormilón	Pentaclenthra macroloba	C
Fernán Sánchez	Triplaris guayaquilensis	C
Flor morado (roble)	Tabebuia rosea	B
Guaimaro	Brosimum alicastrum	B
Guayabo	Terminalia amazonia	B
Guayabón	Terminalia guianensis	B
Machave	Symphonia globulifera	B
Mora	Clarisia racemosa	B
Murcillo	Erisma uncinatum	C
Nato	Mora megistosperma	B
Oloroso	Humiria balsaminifera	A
Pantano	Hieronyma chocoensis	B
Pino real (chaquiro)	Prodocarpus sp	C
Punte candado	Minquartia guianensis	A
Saman	Pithecellobium saman	C
Sande	Brosimum utile	C
Sangregao	Pterocarpus sp	A
Tananeo	Peltogyne porphyrocardia	A
Tangare	Carapa guianensis	C

TITULO H
ESTUDIOS GEOTECNICOS

CAPITULO H.1
INTRODUCCION

H.1.1 - REQUISITOS GENERALES

H.1.1.1 - OBJETIVO Y ALCANCE - Estas normas establecen los criterios básicos para la elaboración de los estudios geotécnicos que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis de la información y las recomendaciones para el diseño y la construcción de excavaciones, estructuras de contención y cimentaciones de las edificaciones. Así mismo se dan recomendaciones respecto a la vegetación en las zonas aledañas a la edificación.

H.1.1.1.1 – *Procedimiento alterno para la definición de los efectos locales* - En el Apéndice H1, se presentan requisitos alternos para la determinación de los efectos sísmicos locales definidos en el Título A del Reglamento. Este procedimiento alterno puede emplearse en reemplazo de lo prescrito al respecto en el Capítulo A.2.

H.1.1.2 - OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS GEOTECNICOS - Los estudios geotécnicos definitivos son de obligatoria ejecución para todas las edificaciones urbanas, pertenecientes a los Grupos de Uso I, II, III y IV y para las rurales pertenecientes a los Grupos de Uso II, III y IV definidos en el Título A de este Reglamento.

H.1.1.2.1 - ***Firma de los Estudios* -** Los estudios geotécnicos deben ser firmados exclusivamente por ingenieros civiles, titulados, matriculados y con tarjeta profesional vigente, facultados para ese fin por la ley 400 de 1997.

H.1.1.2.2 - ***Cumplimiento y Responsabilidad* -** El cumplimiento de estas normas básicas mínimas, no exime al ingeniero responsable de la ejecución del estudio geotécnico, de realizar todas las investigaciones y los análisis adicionales necesarios para garantizar un adecuado conocimiento del subsuelo, la estabilidad de la edificación, las construcciones vecinas y la infraestructura preexistente.

H.1.2 - REFERENCIAS

Las disposiciones particulares de este Título H del Reglamento se relacionan de manera directa con las siguientes secciones del Reglamento, en las cuales se tratan otros aspectos geotécnicos, o se menciona el estudio geotécnico o el ingeniero geotecnista:

Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

A.1.3 - Procedimiento de diseño y construcción de edificaciones, de acuerdo con el Reglamento
A.1.3.2 – Estudios geotécnicos
A.1.3.5 – Diseño de la cimentación
A.1.3.9.3 – Supervisión técnica exigida por los diseñadores
A.1.4 – Consideraciones especiales
A.1.4.1 – Por tamaños y grupo de uso – (a) y (b)
A.1.5 - Diseños, planos y memorias
A.1.5.4 – Estudio geotécnico
A.2.1.2 – Efectos locales diferentes
A.2.4 - Efectos locales
A.2.4.1 – Tipos de perfil de suelo
A.2.4.1.5 – Procedimiento alterno
A.2.4.1.6 – Estabilidad del depósito de suelo
A.2.4.1.7 – Perfiles provenientes de estudios de microzonificación
A.2.4.2 – Coeficiente de Sitio

A.2.9 – Estudios de Microzonificación

A.3.4.2 – Método de análisis a utilizar

A.3.7 – Fuerzas sísmicas de diseño de los elementos estructurales

A.3.7.2 – Cimentación

Capítulo A.7 - Interacción Suelo-Estuctura

A.12.3 – Espectro del umbral de daño

Apéndice A-2 – Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura

Título B - Cargas

B.1.2.1.3 – Fuerzas causadas por deformaciones impuestas

B.2.3 –Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio

Capítulo B.5 – Empuje de tierra y presión hidrostática

Título C – Concreto estructural

C.1.1.3 – Pilotes caissons y losas sobre el terreno

Capítulo C.15 – Fundaciones

C.21.9 – Elementos de fundación

C.22.7 - Zapatas

Título D – Mampostería estructural

D.4.3 - Cimentaciones

Título E – Casas de uno y dos pisos

E.1.2.3 - Condiciones especiales de suelos

Capítulo E.5 – Cimentaciones

E.6.2 - Cimentaciones

Título I – Supervisión técnica

I.1.1 – Definiciones

I.1.2.1.2 – Obligatoriedad de la supervisión técnica

I.2.3 – Alcance de la supervisión técnica

I.2.4.6 – Control de ejecución

I-A.2.4 – Grado de supervisión técnica recomendada

I-A.3.2 – Especificaciones técnicas

CAPITULO H. 2
DEFINICIONES Y CONTENIDO

H.2.1 - ESTUDIO GEOTECNICO

H.2.1.1 - DEFINICION - Se define como estudio geotécnico el conjunto de actividades que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la edificación y se protejan las vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas.

H.2.1.1.1 - *Investigación del Subsuelo* - Comprende el estudio y el conocimiento del origen geológico, la exploración y los ensayos de campo y laboratorio necesario para cuantificar las características físico-mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

H.2.1.1.2 - *Análisis y Recomendaciones* - Consiste en la interpretación técnica conducente a la caracterización del subsuelo y la evaluación de posibles mecanismos de falla para suministrar los parámetros y las recomendaciones necesarias para el diseño y la construcción de las cimentaciones y otras obras relacionadas con el subsuelo.

H.2.2 - TIPOS DE ESTUDIOS

H.2.2.1 - ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR - Se define como estudio geotécnico preliminar el trabajo realizado para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los potenciales problemas que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

H.2.2.1.1 - *Contenido* - El estudio geotécnico preliminar debe presentar en forma general el entorno geológico, las características del subsuelo y las recomendaciones geotécnicas para la elaboración de proyecto, la zonificación del área de acuerdo con sus características y amenazas geotécnicas y los criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno.

H.2.2.1.2 - *Obligatoriedad del estudio geotécnico preliminar* - El estudio geotécnico preliminar no es de obligatoria ejecución; se considera conveniente en casos de proyectos especiales, o de magnitud considerable, en los que puede orientar el proceso inicial de planeamiento. Su realización no puede, en ningún caso, reemplazar al estudio geotécnico definitivo

H.2.2.2 - ESTUDIO GEOTECNICO DEFINITIVO - Se define como Estudio Geotécnico Definitivo el trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe consignar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a las normas contenidas en este Título H.

H.2.2.2.1 - *Contenido* - El estudio geotécnico definitivo debe contener como mínimo los siguientes aspectos:

(a) *Del proyecto* - Nombre, plano de localización, objetivo del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y cargas.

(b) *Del subsuelo* - Resumen de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, morfología del terreno, origen geológico, descripción visual, sus características físico-mecánicas debidamente fundamentadas y la descripción de los niveles de aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado.

(c) *De los análisis geotécnicos* - Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados que incluyan los aspectos contemplados en el Capítulo H.4 de Diseño Geotécnico.

(d) *De las recomendaciones para diseño* - Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de apoyo, presiones admisibles, asentamientos calculados, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sismo resistente y parámetros para análisis de interacción suelo-estructura junto con una evaluación del comportamiento del depósito bajo la acción de cargas sísmicas así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos, así como el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos. Se debe incluir también la evaluación de la estabilidad de las excavaciones, laderas y rellenos, diseño geotécnico de filtros y los demás aspectos contemplados en este Título y en los demás artículos relacionados, según se estableció en H.1.2.

(e) *De las recomendaciones para construcción* - Procedimientos de construcción, tolerancias de los elementos de cimentación, instrumentación, verificaciones y controles. Se deben incluir, además, las recomendaciones para la adecuación del terreno, etapas constructivas en los movimientos de tierra, controles de compactación, criterios para la protección de drenajes naturales, y procedimientos constructivos especiales para garantizar la estabilidad de la obra y las propiedades vecinas.

(f) *Anexos* - En el informe de suelos se deben incluir planos de localización regional y local del proyecto, ubicación de los trabajos de campo, registros de perforación y resultado de ensayos de campo y laboratorio y resumen de memorias de cálculo. Además, planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

H.2.2.3 - ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LADERAS - Donde las condiciones geológicas, hidráulicas y de pendiente lo exijan, se deben realizar estudios particulares de estabilidad de laderas de acuerdo con la Sección H.4.4 de Diseño Geotécnico, cuando no se hayan incluido como parte de los estudios geotécnicos preliminares o definitivos.

H.2.2.3.1 - *Obligación de estudios de laderas* – Cuando las entidades municipales o regionales hayan definido las zonas en las cuales sean de obligatoria ejecución los estudios de estabilidad de laderas con base en las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno, el estudio geotécnico debe atender este aspecto.

H.2.3 – NORMAS TECNICAS

H.2.3.1 – Las siguientes normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, a las cuales se hace referencia en el Título H del Reglamento, forman parte integrante de él:

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:

NTC 1493 - Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)

NTC 1494 - Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)

NTC 1495 - Suelos. Ensayo para determinar el contenido de humedad. (ASTM D 2216)

NTC 1503 - Suelos. Ensayo para determinar los factores de contracción. ASTM D 427)

NTC 1504 - Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería. (ASTM D 2487)

NTC 1527 - Suelos. Ensayo para determinar la resistencia a la compresión inconfinada. (ASTM D 2166)

NTC 1528 - Suelos. Ensayo para determinar la masa unitaria en el terreno. Método del balón de caucho. (ASTM D2167)

NTC 1667 - Determinación de la masa unitaria en el terreno por el método del cono de arena. (ASTM D 1556)

NTC 1886 - Suelos. Determinación de la humedad, ceniza y materia orgánica. (ASTM D2974)

NTC 1917 - Suelos. Determinación de la resistencia al corte. Método de corte directo (CD). (ASTM D 3080)

NTC 1936 - Suelos. Determinación de la resistencia en rocas. Método de la compresión triaxial. (ASTM D2664)

NTC 1967 - Suelos. Determinación de las propiedades de consolidación unidimensional. (ASTM D 2435)

NTC 1974 - Suelos. Determinación de la densidad relativa de los sólidos (ASTM D854)

NTC 2041 - Suelos cohesivos. Determinación de la resistencia. Método de compresión triaxial. (ASTM D 2850)

NTC 2121 - Suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo. Método para tubos de pared delgada. (ASTM D1587)

NTC 2122 - Suelos. Ensayo de la relación de soporte. Suelos compactados. (ASTM D1833)

►

CAPITULO H.3
INVESTIGACION DEL SUBSUELO

H.3.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{r}$ = coeficiente de repetición que refleja la complejidad del proyecto
$\mathbf{n_s}$ = número mínimo total de sondeos por proyecto de construcción
$\mathbf{n_t}$ = número total de perforaciones por ejecutar en el estudio definitivo
$\mathbf{n_u}$ = número total de repeticiones de la unidad básica

H.3.1 - CLASIFICACION DE COMPLEJIDAD DEL PROYECTO

H.3.1.1 - DEFINICION - Se define la complejidad de un proyecto como el resultado de la aplicación de dos criterios concomitantes, el uno dependiente de la categoría de la edificación que se intenta, y el segundo dependiente de la variabilidad del subsuelo sobre el que ésta se apoyará.

H.3.1.2 - CATEGORIA DE LA EDIFICACION - La categoría de la edificación se califica como normal, intermedia, alta y especial, en dos grandes grupos - edificios y casas - según el área del lote implicado, la altura de la edificación y el número de repeticiones. Véase a este respecto la tabla H.3-1.

H.3.1.3 - VARIABILIDAD DEL SUBSUELO - La variabilidad del subsuelo está definida como una consecuencia de los estudios de microzonificación establecidos en el artículo A.2.9 de este Reglamento. Se determinan las siguientes indicaciones generales para definir si la variabilidad es baja, media o alta. Cuando exista para una localidad el estudio de microzonificación sus disposiciones primarán - en caso de conflicto aparente - sobre las incluídas en los siguientes parágrafos (Véase la tabla H.3-2)

H.3.1.3.1 - *Variabilidad baja* - Corresponden a subsuelos donde no existen variaciones importantes entre el lugar programado para una perforación y sus vecinas. Están originados en formaciones geológicas simples, presentan materiales de espesores y características mecánicas aproximadamente homogéneas, cubren grandes áreas con materiales uniformes tales como depósitos lacustres, llanuras aluviales, terrazas de ríos en sus cursos medio a bajo, depósitos de inundación, suelos residuales en zonas de pendiente baja y uniforme, y en general suelos con pendientes transversales de hasta 10%.

H.3.1.3.2 - *Variabilidad alta* - Corresponde a subsuelos donde existen variaciones importantes entre una perforación y otra. Están originadas en formaciones geológicas complejas, con alternancia de capas de materiales con orígenes y espesores diferentes, heterogeneidad dentro de las mismas capas, terrenos de topografía irregular con accidentes importantes tales como depósitos de ladera, flujos de lodos y escombros, deltas de ríos y depósitos aluviales intercalados. Se incluyen en esta categoría de variabilidad los terrenos sometidos a alteraciones por deslizamientos, movimientos de tierra, botaderos, depósitos de escombros, minas y canteras, y suelos con pendientes transversales superiores a 50%.

H.3.1.3.3 - *Variabilidad media* - Se define para situaciones intermedias entre variabilidad baja y alta, tales como terrazas y llanuras aluviales en su curso medio, desembocaduras de ríos y quebradas, suelos residuales relativamente complejos, suelos con pendientes transversales desde 10% hasta 50% y, en general, los depósitos no contemplados en las categorías anteriores.

H.3.1.4 - GRADOS DE COMPLEJIDAD - Se definen los grados de complejidad como I, II, III y IV mediante la matriz de calificación expresada en la Tabla H.3-2, donde - por una parte - se compara la categoría de la edificación, dada en la Tabla H.3-1, y la variabilidad del suelo definida en H.3.1.3, por la otra.

Tabla H.3-1
Categoría de la edificación - Edificios y Casas

Categoría Edificación	Edificios		Casas	
	Lote m^2	No. Pisos	Lote Proyecto m^2	No. de Unidades
Normal	100 a 250	< 4	< 1000	0 - 10
Intermedia	250 a 1000	4 - 7	1000 – 5000	10 - 100
Alta	1000 a 1500	8 - 14	5000 – 10000	100 - 500
Especial	> 1500	> 15	> 10000	> 500

Tabla H.3-2
Complejidad del proyecto

Categoría Edificación	Variabilidad del Subsuelo		
	Baja	Media	Alta
Normal	I	I	II
Intermedia	II	II	III
Alta	III	III	III
Especial	III	IV	IV

Tabla H.3-3
Número mínimo de sondeos, n_s, y profundidad, por unidad básica de construcción

Complejidad	Número mínimo de sondeos, n_s, y profundidad de los mismos			
	Construcción de Edificios	Profundidad (m)	Construcción de Casas	Profundidad (m)
I	3	15	3	6
II	4	20	4	8
III	5	25	5	10
IV	6	30	6	15

Nota: Véase la ecuación H.3-1 para el número de repeticiones y H.3.2.4 para los criterios que afectan la profundidad.

H.3.2 - INVESTIGACION DEL SUBSUELO PARA ESTUDIOS DEFINITIVOS.

H.3.2.1 - INFORMACION PREVIA - El ingeniero geotecnista debe recopilar y evaluar los datos disponibles sobre las características del sitio y del proyecto:

H.3.2.1.1 - *Del sitio* - Esta información debe ser obtenida por el ingeniero encargado del estudio geotécnico y comprende: geología, sismicidad, clima (lluvias, temperatura, y su secuencia), vegetación, existencia y características de las edificaciones vecinas e infraestructuras, y estudios anteriores. El ingeniero geotecnista responsable del proyecto debe dar fe de que conoce el sitio y lo ha visitado para efectos de la elaboración del estudio.

H.3.2.1.2- *Del proyecto* – La siguiente información debe ser suministrada por el propietario al ingeniero geotecnista: levantamiento topográfico, urbanismo, tipo de edificación o edificaciones, niveles de excavación y sótanos, niveles de construcción, cargas, redes de servicio y los demás aspectos que el ingeniero geotecnista estime necesarios para la realización del estudio.

H.3.2.2 - EXPLORACION DE CAMPO – Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforaciones estáticas o dinámicas, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de ejecutar pruebas directas o indirectas en el terreno y obtener muestras para ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para garantizar un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la complejidad del proyecto de acuerdo con lo dispuesto en H.3.1.

H.3.2.3 - NUMERO MINIMO DE SONDEOS - El número mínimo de sondeos de exploración se define de acuerdo con la complejidad del proyecto, para una unidad de construcción en la tabla H.3-3, donde se hace la diferencia entre construcción de edificios y de casas y se indica la profundidad mínima sugerida de dichos sondeos, sujeta a los demás condicionamientos que se dan en H.3.2.4.

H.3.2.3.1 - *Unidad de construcción* - La unidad de construcción, para efectos de la aplicación de la tabla H.3-3, debe coincidir con la misma unidad básica del proyecto específico. Si se trata de edificios, esta unidad es el bloque correspondiente, aislado o separado por juntas de dilatación; si se trata de casas es la unidad de proyecto por agrupación, unifamiliar, bifamiliar o trifamiliar según se haya considerado en el respectivo proyecto arquitectónico.

H.3.2.3.2 - *Sobre las características y distribución de los sondeos* - Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas en H.3.2.2 y H.3.2.3:

(a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.

(b) Las muestras, en tal caso, se toman en cada cambio de material o por cada 1.5 m de longitud del sondeo.

(c) Al menos el 50% de los sondeos debe quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.

(d) Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo - de acuerdo con esta normativa - siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento.

(e) El número de sondeos finalmente ejecutado para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso.

H.3.2.4 - PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS- Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3-3, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista:

(a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzos causados por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo en la interface suelo-cimentación.

(b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.

(c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.

(d) 1.25 veces la longitud del pilote más largo.

(e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.

(f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, o 2.0 veces en el caso de suelos designados como S_3 y S_4 en el Título A de este Reglamento.

(g) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, en proyectos de complejidad I los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales; para proyectos de complejidad II los sondeos deben penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados; para proyectos de complejidad III y IV los sondeos deben penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales.

(h) La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del

terreno.

(i) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3-3. En tal caso, el 20% de perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

H.3.3 - REPETICION DE UNIDADES DE CONSTRUCCION

H.3.3.1 - NUMERO MINIMO DE SONDEOS -. El número mínimo de sondeos dado en la tabla H.3-3 se debe repetir en proporción al número de unidades de construcción, según el criterio y la responsabilidad del ingeniero geotecnista a cargo del estudio. El número total de sondeo a realizar en el proyecto, $\mathbf{n_t}$, se obtiene por medio de:

$$\mathbf{n_t = r\ n_s \sqrt[3]{n_u}} \qquad \textbf{(H.3-1)}$$

donde $\mathbf{r}$ = 1.4, para todos los grados de complejidad.

H.3.4 - ENSAYOS DE LABORATORIO

H.3.4.1 - SELECCION DE MUESTRAS - Las muestras obtenidas de la exploración de campo deben ser seleccionadas por el ingeniero geotecnista, quien debe ordenar los ensayos de laboratorio que permitan conocer con claridad la clasificación, pesos unitarios, propiedades de resistencia al corte, deformación y permeabilidad de los diferentes materiales afectados por el proyecto.

H.3.4.2 - TIPO Y NUMERO DE ENSAYOS - El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales rocosos por investigar, del alcance proyecto y del criterio del ingeniero geotecnista.

H.3.4.2.1 - ***Ensayos para suelos*** - Para suelos, como mínimo, se deben realizar ensayos de clasificación completa para cada unos de los estratos o unidades estratigráficas, sus niveles de meteorización, su humedad natural y peso unitario.

H.3.4.2.2 - *Ensayos para rocas* - Para materiales rocosos, como mínimo se deben realizar ensayos de peso específico, compresión simple, absorción y alterabilidad.

H.3.4.3 - ENSAYOS DETALLADOS - Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo tales como: resistencia al corte, deformabilidad, expansión, permeabilidad, peso unitario, alterabilidad y otras, se determinan en cada caso mediante procedimientos aceptados de campo o laboratorio. Cuando las condiciones lo requieran, los procedimientos de ensayo se deben orientar de tal modo que permitan determinar la influencia de la saturación, drenaje, confinamiento, cargas cíclicas y en general otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas de los materiales investigados.

H.3.4.4 - SUBSTITUCION PARA ENSAYOS DE CAMPO - El ingeniero responsable del estudio puede sustituir ensayos de laboratorio por ensayos de campo, realizados con equipos y metodologías de reconocida aceptación técnica, siempre y cuando, sus resultados se respalden mediante correlaciones confiables con los ensayos convencionales, sustentadas en experiencias locales publicadas.

CAPITULO H.4
DISEÑO GEOTECNICO

H.4.0 - NOMENCLATURA

A_p = área de la punta del pilote, m^2 o unidad compatible
A_s = área de la cara del pilote, m^2 o unidad compatible
B = ancho de la zapata
C_c = índice de compresión
C_{ce} = índice de compresión modificado
C_r = índice de recompresión
C_{re} = índice de recompresión modificado
C_s = factor de forma y rigidez para los asentamientos inmediatos, suelos cohesivos
C_α = índice de compresión secundaria
C_1 = factor de corrección para asentamientos elásticos, suelos granulares
C_2 = factor de corrección para asentamientos elásticos, suelos granulares
c = cohesión
c_a = componente de cohesión en la adherencia lateral del pilote
E = modulo de elasticidad
E_s = módulo de elasticidad de la masa del suelo
E_u = modulo de elasticidad en condiciones no drenadas
e = relación de vacíos, o base de los logaritmos neperianos
e_o = relación de vacíos al inicio de la consolidación
e_p = relación de vacíos en la iniciación de la parte plana de la curva de consolidación ($e_p \approx e_0$).
f_s = fricción lateral unitaria en la cara del pilote
G_s = módulo de cortante de la masa del suelo
H = altura total del muro o estructura de contención
H_o = espesor inicial de la capa para cálculo de asentamiento
h = tramo de altura en la estructura de contención
I_r = índice de rigidez
I_{rr} = índice de rigidez volumétrica
I_z = coeficiente de influencia para deformaciones unitarias, dependiente del módulo de Poisson y de la profundidad de sitio de interés en el perfil
IP = índice de plasticidad, en porcentaje
K_A = coeficiente de presión de tierras, estado activo
K_h = coeficiente de presión de tierras para fuerzas horizontales
K_o = coeficiente de presión de tierras en reposo
K_{oh} = coeficiente de presión de tierras horizontal, en reposo
K_P = coeficiente de presión de tierras, estado pasivo
K_{po} = coeficiente de presión de tierras en la punta del pilote
K_s = coeficiente de presión de tierras en la cara del pilote
k = constante de proporcionalidad
ℓ = distancia entre columnas
N_c = factor de capacidad portante, término de cohesión
N_q = factor de capacidad portante, término de confinamiento
N_γ = factor de capacidad portante, término de sobrecarga
N_s = factor de capacidad portante en la punta de pilotes
P_{ex} = Empuje lateral debido a cargas externas
P_h = empuje lateral, horizontal, como suma de los demás empujes
P_w = empuje debido al agua
P'_h = empuje efectivo debido al suelo
p = presión unitaria de tierra sobre estructuras atirantadas
p_a = presión atmosférica de referencia
q = sobrecarga, γz, que afecta el término N_q de capacidad portante
q_c = resistencia en la punta a la penetración con cono

q_v = esfuerzo vertical efectivo
Q_o = capacidad total de carga del pilote, punta más fricción
q_o = resistencia ultima por la punta del pilote
q_{op} = resistencia por la punta en cimientos profundos, situación no drenada
Q_p = carga total por la punta del pilote
Q_s = carga total por la cara del pilote
q_{vo} = presión de sobrecarga inicial en la base del pilote
RSC = relación de sobre consolidación
s_c = asentamiento por consolidación
s = asentamiento
s_u = resistencia no drenada, suelos cohesivos
q_s = esfuerzo normal a la cara del pilote
t = tiempo
a = coeficiente de adherencia lateral en pilotes, condición no drenada
a_f = coeficiente de adherencia en el fuste del pilote
b = coeficiente de fricción lateral, método b, o ángulo de inclinación del terreno por contener
D_q = intensidad de carga neta a la profundidad de cimentación
D_{zi} = espesor de la capa i en el caso de asentamientos inmediatos
D_{max} = máximo asentamiento diferencial permisible
d = ángulo de fricción suelo pilote
e_v = deformación volumétrica
f = ángulo de fricción interna
f_{rel} = ángulo de fricción interna relativo
f' = ángulo de fricción interna, esfuerzos efectivos
g_t = peso unitario total
l = coeficiente de fricción lateral en pilotes
m = relación de Poisson
s_o = esfuerzo real existente alrededor de la punta del pilote
s_v = esfuerzo total vertical
s_z = esfuerzo en la dirección z en la punta del pilote
s'_h = esfuerzo efectivo horizontal
s'_p = esfuerzo preconsolidación
s'_v = esfuerzo efectivo vertical
s'_{vo} = esfuerzo efectivo vertical inicial
s'_1 = esfuerzo efectivo principal
s'_2 = esfuerzo efectivo intermedio
s'_3 = esfuerzo efectivo secundario o menor
r = relación entre la fricción lateral en la cara del pilote y la capacidad portante por la punta a la misma profundidad

H.4.1 - CIMENTACIONES

H.4.1.1 - GENERALIDADES - Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobe la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales de capacidad de soporte adecuada o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

H.4.1.2 - ESTADOS LIMITES - El diseño de toda cimentación debe realizarse evaluando las condiciones críticas que puedan presentarse durante la construcción y vida útil de la estructura para los dos estados límites que se especifican enseguida:

H.4.1.2.1 - *Estado límite de falla* – Se puede llegar al estado límite de falla, entre otros, debido a:

(a) que la resistencia del suelo de soporte, afectada por los factores de seguridad apropiados, sea menor

que las solicitaciones que le impone la edificación, o el medio ambiente,

(b) se presente disminución del equilibrio de la estructura en conjunto o en alguna de sus partes, debido a pérdida general de la estabilidad del terreno,

(c) por falla de elementos críticos de la cimentación,

(d) por respuesta del suelo debida a la amplificación de las ondas sísmicas en los estratos subyacentes de suelo, o por licuación del mismo debida al sismo,

(e) por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis de análisis,

(f) por falta de integridad estructural, debida a ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la cimentación,

(g) por ocurrencia deformaciones cuyo orden de magnitud es inaceptable, y que puedan llevar a la pérdida de equilibrio estático o a daños graves de la estructura o de edificaciones vecinas.

H.4.1.2.2 - *Estado límite de funcionamiento o servicio* – Se puede llegar al estado límite funcionamiento o de servicio, entre otros por:

(a) deformaciones o asentamientos excesivos para el uso normal de la edificación y que puedan afectar su funcionamiento, aunque no impliquen pérdida de equilibrio

(b) por desplazamientos o levantamientos excesivos causados por suelos expansivos,

(c) por daños locales, o generales, causados por fenómenos de erosión interna, lixiviación, o dispersión del suelo,

(d) por vibraciones excesivas producidas por elementos móviles, o cargas cíclicas, que el confort de los ocupantes de la edificación, o

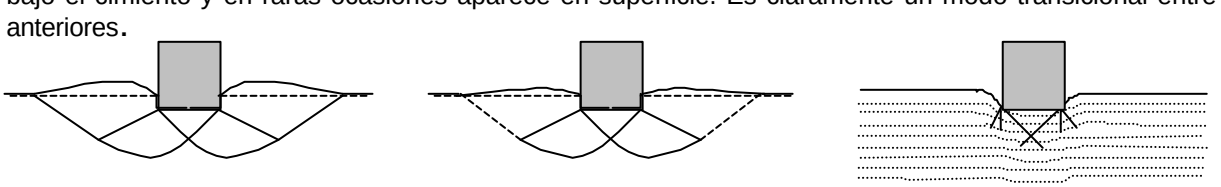
(e) por daño local evitable a través de la disposición de juntas de expansión y de control.

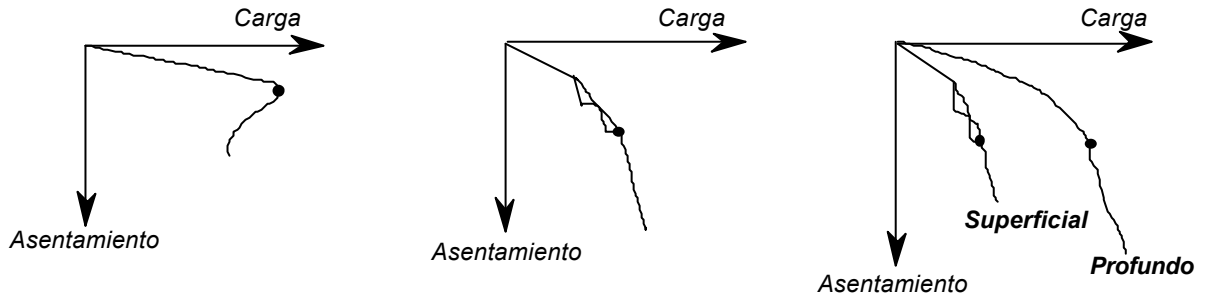
H.4.1.3 - MODOS DE FALLA - Se ha establecido que la falla por capacidad portante del sistema suelo-cimiento es una falla por esfuerzos cortantes del suelo que soporta el cimiento. Esta falla puede ocurrir de tres maneras distintas, a saber: esfuerzo cortante generalizado, punzonamiento y esfuerzo cortante localizado (Véase la figura H.4-1).

H.4.1.3.1 - *Esfuerzo cortante generalizado* - Se caracteriza por presentar un patrón de falla bien definido, donde existe una superficie de deslizamiento desde la esquina exterior del cimiento hasta la superficie del terreno. En condiciones de esfuerzo controlado, la falla es súbita y catastrófica; en condiciones de deformación controlada, la carga necesaria para producir una ulterior deformación desciende después del estado de falla. Pese al abultamiento del suelo, observado a ambos lados del cimiento, el estado final tiene ocurrencia en un solo lado de él.

H.4.1.3.2 - *Punzonamiento* - Esta falla ocurre sin que se presente una clara expresión en superficie, debido a que ocurre a cierta profundidad. Bajo la acción de la carga, el suelo bajo el cimiento se comprime y eventualmente falla por esfuerzo cortante en su perímetro.

H.4.1.3.3 - *Esfuerzo cortante localizado* - Este modo de falla presenta un patrón claramente diferenciable sólo bajo el cimiento y en raras ocasiones aparece en superficie. Es claramente un modo transicional entre los dos anteriores.





1) Esfuerzo cortante generalizado **2)Esfuerzo cortante local** **3) Punzonamiento**

Figura H.4-1(a) – Modos de falla de cimientos por capacidad portante

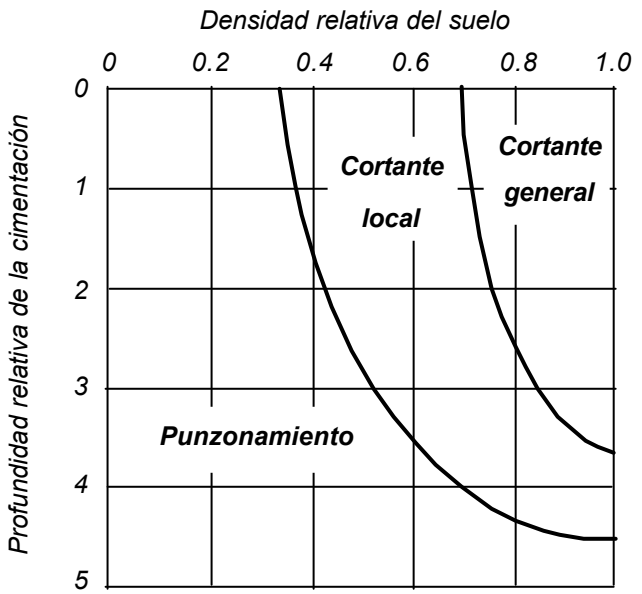


Figura H.4-1(b) – Relación entre los modos de falla por capacidad portante

H.4.1.4 - CIMENTACIONES SUPERFICIALES - El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales puede calcularse de acuerdo con la siguiente formulación:

$$q_o = c\,N_c + q\,N_q + \frac{g\,B\,N_g}{2} \qquad \textbf{(H.4-1)}$$

donde N_c,, N_q, N_g son factores adimensionales de capacidad portante calculados según las siguientes ecuaciones:

$$N_q = e^{p \tan f} \tan^2\left(\frac{p}{4} + \frac{f}{2}\right) \qquad \textbf{(H.4-2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot f \qquad \textbf{(H.4-3)}$$

$$N_g = 2\,(N_q - 1)\tan f \qquad \textbf{(H.4-4)}$$

H.4.1.4.1 - ***Aplicación de las ecuaciones*** **-** Aunque estrictamente hablando no es lícito superponer los efectos de los tres miembros de la ecuación (H.4-1), el error consiguiente es reducido; usualmente, según el tipo de suelos y el modo de falla, se deben utilizar sólo dos de éstos miembros, cualesquiera que sean más aplicables al caso específico de que se trate.

H.4.1.4.2 - *Correcciones a la ecuación básica* - La ecuación básica H.4-1 se aplica a cimientos muy largos, con cargas verticales centradas, terreno y base del cimiento horizontales, profundidad menor del ancho y suelo rígido. Para todos los demás casos se deben usar correcciones a N_c, N_q y N_g apropiadas, las cuales deben estar debidamente sustentadas dentro de la mecánica de suelos.

H.4.1.5 - CIMENTACIONES PROFUNDAS - La evaluación de capacidad total de carga de falla debe considerarse igual al menor de los siguientes valores:

(a) Suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales.
(b) Capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas.
(c) Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes.

La capacidad individual de un pilote debe evaluarse considerado separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta, así:

$$Q_o = Q_p + Q_s = q_o A_p + f_s A_s \qquad \textbf{(H.4-5)}$$

H.4.1.5.1 - *Capacidad en la base* - Las teorías convencionales de la mecánica de suelos postulan que la resistencia última en la punta, q_o, puede expresarse de la siguiente forma generalizada:

$$q_o = c\, N_c + q_{vo}\, N_q \qquad \textbf{(H.4-6)}$$

Se ha demostrado que, a profundidad, el esfuerzo existente alrededor del pilote está dado por:

$$s_o = \frac{q_{vo}}{3}\left(1 + 2\, K_o\right) \qquad \textbf{(H.4-7)}$$

Con base en el procedimiento de instalación del pilote, K_o, puede llegar a variar entre: $0.4 \leq k_o \leq 2.5$.

La ecuación H.4-6 puede modificarse para representar el esfuerzo en la punta, así:

$$q_o = c\, N_c + s_o\, N_s \qquad \textbf{(H.4-8)}$$

En la figura H.4-2 se presentan los valores de N_c y N_q calculados por los sistemas que podrían llamarse convencionales.

En la figura H.4-3, se ilustran los valores de N_s en su relación con los valores del ángulo f, para diversas expresiones de I_{rr}.

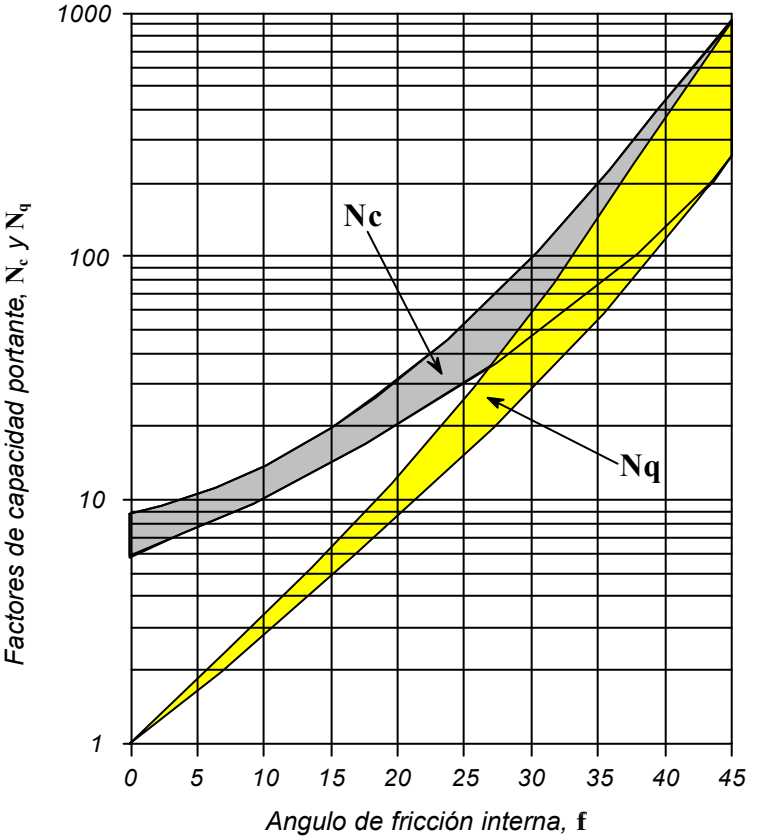


Figura H.4-2 – Factores de capacidad portante – Cimientos profundos

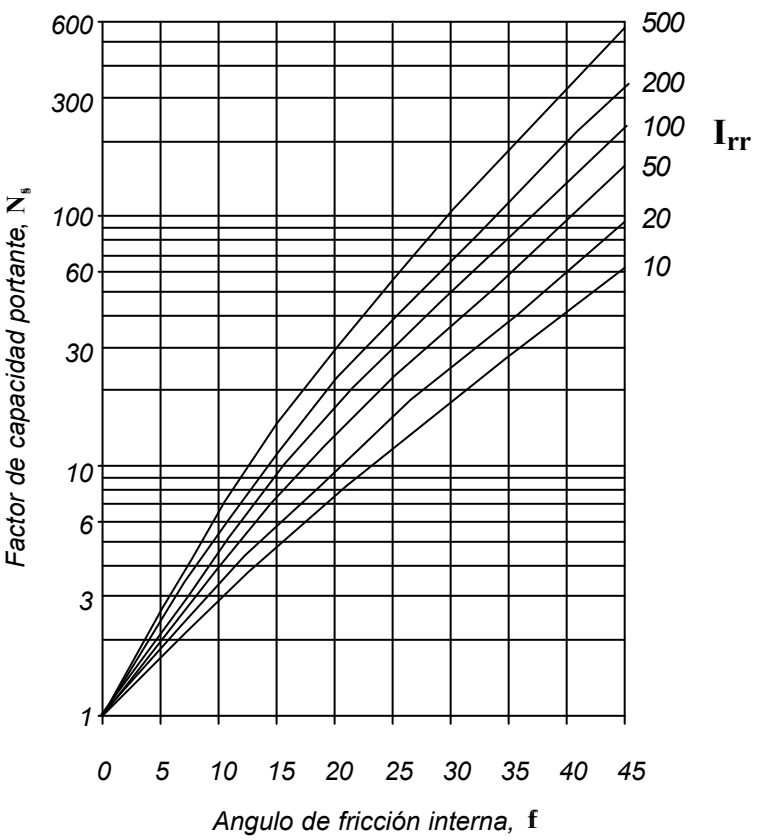


Figura H.4-3 – Factor de capacidad portante N_s – Cimientos profundos

$$N_s = K_{po} \exp\left[\left(p/2 - f\right)\tan f\right]\left[3/\left(3 - \text{sen } f\right)\right] I_{rr}^{\,4 \text{ sen } f/\left[3\left(1+\text{sen } f\right)\right]} \qquad \textbf{(H.4-9)}$$

$$N_c = \left(N_s - 1\right)\cot f \qquad \textbf{(H.4-10)}$$

y para condición no-drenada $f_u = 0$

$$N_s = 1$$

$$N_c = 4/3\left[\ln\left(I_{rr}\right) + 1\right] + p/2 + 1 \qquad \textbf{(H.4-11)}$$

Debe entenderse que el Indice de Rigidez (I_r) está dado por:

$$I_r = \frac{G_s}{c + s_o \tan f} \qquad \textbf{(H.4-12)}$$

y que el Indice de rigidez con deformación volumétrica (I_{rr}) se expresa así:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r\, e_v} \qquad \textbf{(H.4-13)}$$

El valor de la deformación volumétrica $\left(e_n\right)$ debe tenerse en cuenta de acuerdo con la formulación siguiente:

$$e_v = \frac{1 - 2m}{2(1 - m)} \frac{s_z}{G_s} \qquad \textbf{(H.4-14)}$$

Para efectos prácticos, puede usarse la ecuación:

$$e_v = 0.005\,(1 - f_{rel}) \frac{s_o}{p_a} \qquad \textbf{(H.4-15)}$$

donde:

$$f_{rel} = \frac{\bar{f} - 25^o}{45^o - 25^o} \qquad \textbf{(H.4-16)}$$

H.4.1.5.2 - CAPACIDAD POR FRICCION EN EL FUSTE - La forma teórica de expresar la resistencia por fricción lateral del pilote esta dada por

$$f_s = c_a + q_s \tan d \qquad \textbf{(H.4-17)}$$

En condiciones de esfuerzos efectivos esta formulación queda así:

$$f_s = N_s\, q_v \qquad \textbf{(H.4-18)}$$

donde

$$N_s = K_s \tan f = \left(1 - \sin f\right)\tan f \qquad \textbf{(H.4-19)}$$

Para valores normales de f entre 15° y 35°, $0.2 < N_s < 0.4$.

H.4.1.5.3 - *Métodos usuales* - Esto sin embargo, los métodos más utilizados para calcular la capacidad por fricción del fuste de los pilotes varían según los autores correspondientes. Los principales de dichos métodos son:

(a) *Método* **a** - De acuerdo con este método, se aprovecha la reconsolidación del suelo arcilloso alrededor del pilote. El método se reconoce también por ser una consideración de esfuerzos totales, ó **f** = 0.

La capacidad lateral se calcula así:

$$f_s = a_f s_u \qquad \textbf{(H.4-20)}$$

El valor del coeficiente de adherencia α, varía entre 0.2 y 1.2, para valores de resistencia no drenada entre 3.0 kg/cm^2 y 0.25 kg/cm^2 (Véase la Figura H.4-4)

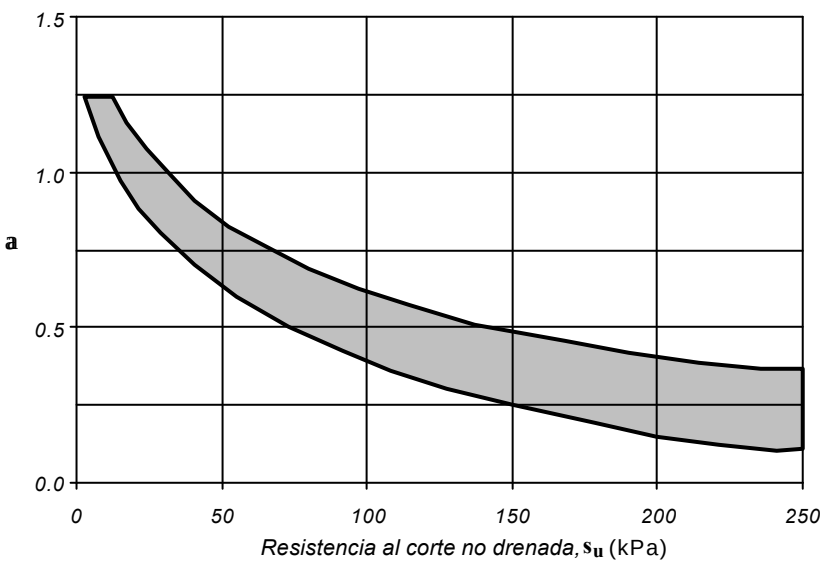


Figura H.4-4 – Factor de adherencia a, como función de s_u

(b) *Método* **b** **-** La formulación, similar a la contenida en la ecuación (H.4-18), establece que:

$$f_s = b\, q_v \qquad \textbf{(H.4-21)}$$

donde:

$$b = k_o \tan d \qquad \textbf{(H.4-22)}$$

Los valores de **b** varían entre 0.25 y 0.40 para las expresiones usadas de **d**. Este método es una aplicación de esfuerzos efectivos.

(c) *Método* **l** **-** Este método, establece que la capacidad lateral de los pilotes en arcillas debe calcularse según se indica a continuación:

$$f_s = l\,(q_v + 2 s_u) \qquad \textbf{(H.4-23)}$$

donde **l** es el coeficiente dado en la figura H.4-5. Es ésta también una consideración de esfuerzos totales.

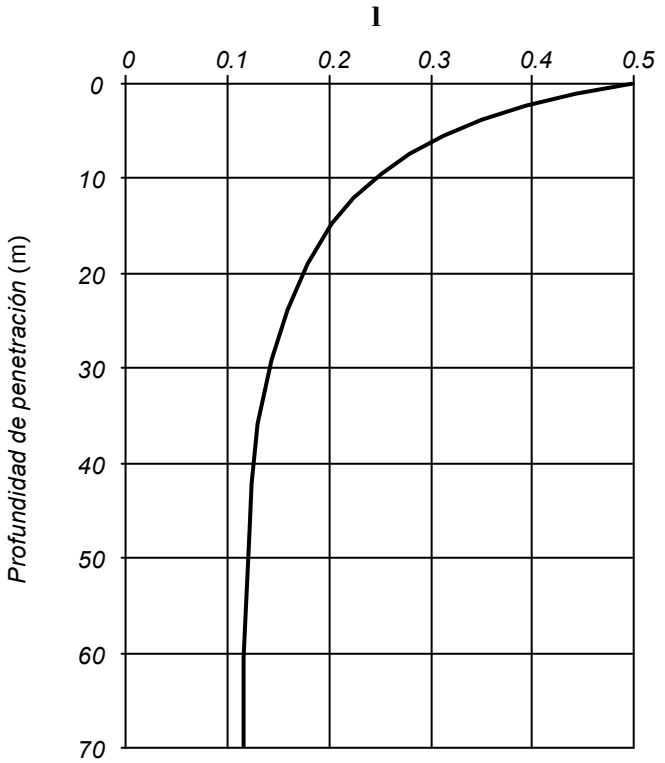


Figura H.4-5 – Coeficiente l de fricción lateral en pilotes

(d) *Método* r **-** Investigaciones sobre varios tipos de pilotes en diversos sitios típicos llevaron a concluir que el parámetro definido como q_o/f_s, de la carga por la punta en relación con la fricción lateral, es independiente del tamaño del pilote y sólo dependiente de la densidad del suelo granular expresada en términos del ángulo de fricción interna. En estas condiciones

$$f_s = r\, q_o \qquad \textbf{(H.4-24)}$$

donde:

$$r = (0.11)(10)^{-1.3 \tan f} \qquad \textbf{(H.4-25)}$$

El factor 0.11 fue determinado para pilotes hincados. Para pilotes preexcavados puede usarse entre 0.03 y 0.06, tomando el suelo por capas con la resistencia adecuada para cada capa.

H.4.1.5.4 - ***Suelos cohesivos - situación no-drenada*** **-** Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares a gran profundidad **(D/B ® ¥)**, con f_u = 0, terreno horizontal y carga vertical:

$$q_{cp} = (p+2)\left[1 + \frac{1}{p+2}\right]\left[1 + \frac{p}{p+2}\right] s_u + q_{vo} = 9.89\, s_u + q_{vo} \qquad \textbf{(H.4-26)}$$

H.4.1.5.5 - ***Fricción negativa*** **-** Para el diseño de cimentaciones profundas es necesario calcular las fuerzas causadas por fricción negativa, cuando las condiciones del suelo, del nivel freático y de carga impliquen el desarrollo de este tipo de fuerzas sobre la cimentación. Los tramos de fuste afectados por fricción negativa no contribuyen a la capacidad por fricción lateral.

H.4.1.6 - PARAMETROS DE DISEÑO - Los parámetros de diseño deben justificarse plenamente, con base en resultados provenientes de ensayos de campo y/o laboratorio.

H.4.1.7 - FACTORES DE SEGURIDAD A LA FALLA - La selección de los factores de seguridad debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

(a) La magnitud de la obra.
(b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
(c) La calidad de la información disponible en materia de suelos.

Se deben utilizar factores mínimos de 2.0 para carga muerta más carga viva máxima; de 3.0 para carga muerta más carga viva normal y de 2.0 para carga muerta más carga viva normal y el sismo de diseño.

H.4.1.8 - ASENTAMIENTOS - La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

H.4.1.8.1 - *Asentamientos inmediatos* - Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada:

(a) *Suelos Cohesivos* - El asentamiento puede establecerse mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$s_i = C_s q B \left(\frac{1 - \mu^2}{E_u} \right) \qquad \textbf{(H.4-27)}$$

Los valores del módulo de elasticidad no drenado, E_u, están relacionados con la resistencia no drenada, s_u, según se aprecia en la figura H.4-6

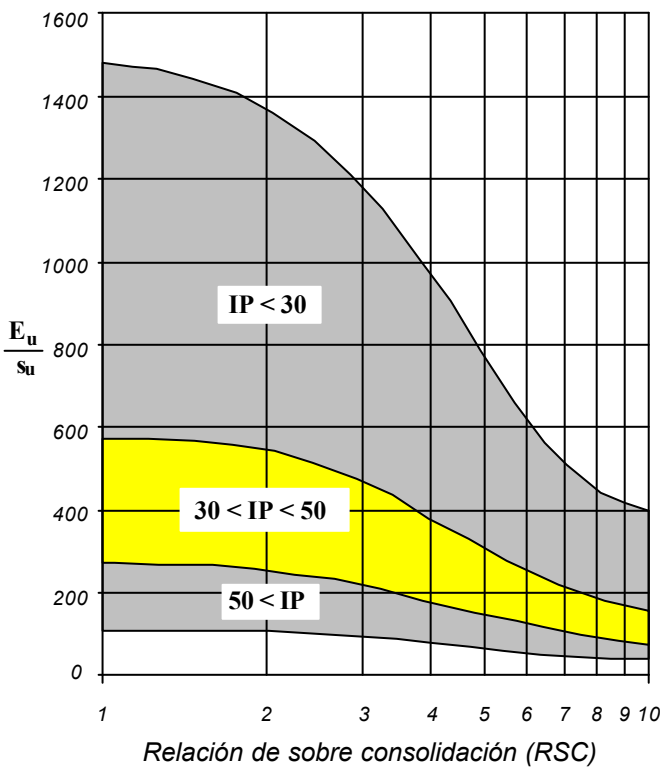


Figura H.4-6 – Relación entre el módulo de elasticidad E_u y la resistencia no drenada s_u

(b) *Suelos granulares* - El asentamiento puede establecerse como la sumatoria de los efectos de la sobrecarga, capa por capa, así:

$$s = C_1 \, C_2 \, Dq \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{I_z}{E} \right)_i Dz_i \qquad \textbf{(H.4-28)}$$

Los factores de corrección C_1 y C_2 están dados por

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{s'_{vo}}{Dq} \right) \geq 0.5 \qquad \textbf{(H.4-29)}$$

$C_2 = 1$ para suelos granulares exclusivamente.

Los valores del modulo de elasticidad aplicable están dados por

$$E_s = k \, q_c \qquad \textbf{(H.4-30)}$$

donde:

k	=	1.5 para limos arenosos
	=	2.0 para arena compacta
	=	3.0 para arena densa
	=	4.0 para arena gravillosa

c) *Otras relaciones* - Relaciones entre el Modulo de Elasticidad y el valor de la penetración estándar y la penetración con cono, pueden utilizarse con el soporte experimental adecuado.

H.4.1.8.2 - *Asentamientos por consolidación* - Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa.

(a) *Suelos Normalmente Consolidados* - En este caso los asentamientos pueden calcularse así:

Para el caso general como un cambio en la relación de vacíos:

$$s = \frac{De}{1 + e_o} H_o \qquad \textbf{(H.4-31)}$$

Para la curva de consolidación expresada en términos de Indice de Compresión C_C:

$$s_c = C_c \frac{Ho}{1 + eo} \log \frac{s'_2}{s'_1} = C_c \frac{Ho}{1 + eo} \log \frac{s'_{vo} + Ds_n}{s'_{vo}} \qquad \textbf{(H.4-32)}$$

Para la curva de consolidación expresada en términos de deformación y el Indice de Compresión Modificado C_{ce}:

$$s_c = C_{ce} \, H_o \log \frac{s'_2}{s'_1} = C_{ce} \, H_o \log \frac{s'_{vo} + Ds_v}{s'_{vo}} \qquad \textbf{(H.4-33)}$$

donde $C_{ce} = \dfrac{C_c}{1 + e_o}$ **(H.4-34)**

b) *Suelos preconsolidados* - En este caso, el asentamiento debe calcularse en dos partes: la primera hasta la presión de preconsolidación; y la segunda - si ésta es excedida- de ese punto en adelante, así:

En términos de C_c:

$$s_c = C_r \frac{H_o}{1+e_o} \log \frac{s'_p}{s_{vo}} + C_c \frac{H_o}{1+e_o} \log \frac{s'_{vo} + Ds_v}{s'_p} \qquad \textbf{(H.4-35)}$$

En términos de C_{ce}:

$$s_c = C_{re} H_o \log \frac{s'_p}{s'_{vo}} + C_{ce} \log \frac{s'_{vo} + Ds_v}{s'_p} \qquad \textbf{(H.4-36)}$$

H.4.1.8.3 - *Asentamientos Secundarios* - La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria.

a) *Cálculo de asentamientos por consolidación secundaria* - Debe usarse para estos efectos, la siguiente formulación:

$$s_s = \frac{C_a}{1+e_p}(H_o)(D \log t) \qquad \textbf{(H.4-37)}$$

(b) *Factibilidad de la consolidación secundaria* - No siempre se desencadena un proceso de consolidación secundaria. Prerrequisitos para este fenómeno, parecen ser:

- Carácter orgánico del depósito de suelos
- Presencia de suelos blandos
- Nivel de esfuerzos por sobre $0.5\,t_f$ en la práctica.

Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno.

H. 4.1.9 - EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

H.4.1.9.1 - *Clasificación* - Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

(a) Asentamiento total - Definido como el de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
(b) Asentamiento diferencial - Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
(c) Giro - Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

H.4.1.9.2 - *Límites de asentamientos totales* - Los asentamientos totales a 20 años calculados se deben limitar a los siguientes valores:

(a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
(b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

H.4.1.9.3 - *Limites de asentamientos diferenciales* - Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4-1, expresados en función de ℓ, distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla H.4-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, ℓ.

Tipo de construcción	D_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d)Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

H.4.1.9.4. - *Límites de giro* - Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de $\ell/250$.

H.4.1.10 - CAPACIDAD ADMISIBLE - La capacidad admisible de diseño para la cimentación, debe ser el menor valor entre la capacidad calculada a partir de resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad, y la que produzca asentamientos inferiores a los permitidos. Esta capacidad debe ser claramente establecida en los informes geotécnicos.

H.4.1.11 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACION - La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluídos en H.4.1.1 - Generalidades.

H.4.1.11.1 - La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

H.4.1.11.2 - En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia por los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

H.4.1.11.3 - Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el Capítulo H.7).

H.4.1.12 - RESULTANTES Y EXCENTRICIDADES - Para toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación.

H.4.1.12.1 - Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.

H.4.1.12.2 - Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empujes de la losa, debe considerarse todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ellos las de los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobrecarga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

H.4.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCION

H.4.2.1 - **GENERALIDADES -** En el caso de obras de contención, tales como muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablaestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas, se requiere calcular los empujes totales que actúan sobre la estructura.

H.4.2.1.1 - *Empuje total lateral* – El empuje total lateral corresponde a la fuerza total lateral $\mathbf{P_h}$ ejercida por el terreno sobre la estructura de contención y se define como la suma de los fuerzas $\mathbf{P_h'}$ debidas a empujes de tierra, las fuerzas laterales $\mathbf{P_w}$ debidas a las presiones del agua subterránea y las fuerzas laterales $\mathbf{P_{ex}}$ debidas a cargas externas:

$$\mathbf{P_h = P_h' + P_w + P_{ex}} \qquad \textbf{(H.4-38)}$$

H.4.2.2 - COEFICIENTES DE PRESION DE TIERRAS - La presión que las tierras ejercen sobre el muro que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura H.4-7, y se cuantifican en la tabla H.4-2.

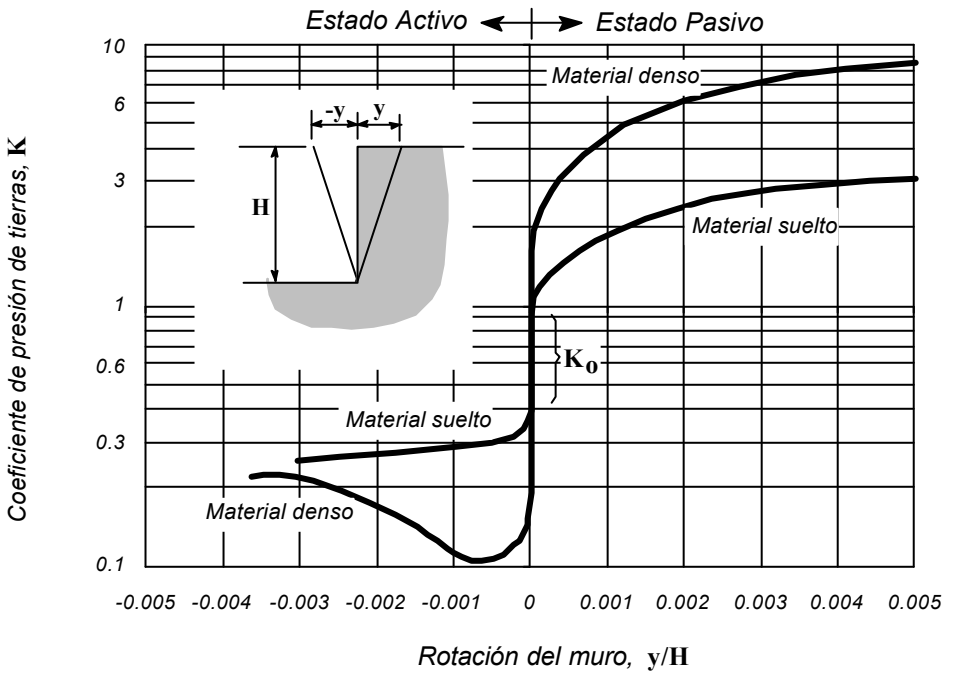


Figura H.4-7 – Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento

Tabla H.4-2 – Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 **H**	0.020 **H**
Granular suelto	0.004 **H**	0.060 **H**
Cohesivo firme	0.010 **H**	0.020 **H**
Cohesivo suelto	0.020 **H**	0.040 **H**

H.4.2.2.1 - *Aplicación* - Estas disposiciones se aplican a muros de gravedad, muros en voladizo, tierra reforzada y pantallas atirantadas, sobre la base de sus características de sostenimiento y desplazamiento.

H.4.2.2.2 - *Coeficiente de presión lateral de tierras* - Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{s'_h}{s'_v} \qquad \textbf{(H.4-39)}$$

H.4.2.2.3 - ***Empuje lateral de tierras*** - Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

$$P_h = \int K_h \, s_v \, Dh \qquad \textbf{(H.4-40)}$$

H.4.2.3 - ESTADO EN REPOSO - El coeficiente de presión de tierras en reposo está definido como

$$K_o = 1 - \sin f' = \frac{s'_3}{s'_1} \qquad \textbf{(H.4-41)}$$

H.4.2.3.1 - ***Suelo normalmente consolidado*** **-** En este caso $K_{oh} = K_o$, lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo.

H.4.2.3.2 - ***Suelo preconsolidado*** - cuando el suelo esta preconsolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin f) RSC^{\sin f} \qquad \textbf{(H.4-42)}$$

H.4.2.2.2 - ***Terreno inclinado*** - Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación, este valor se convierte en

$$K_h = (1 - \sin f) RSC^{\sin f} (1 + 0.5 \tan b)^2 \qquad \textbf{(H.4-43)}$$

H.4.2.4 - **ESTADO ACTIVO** - El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces, K_A. En la tabla H.4-3 se incluyen las formulaciones correspondientes.

H.4.2.5 - ESTADO PASIVO - El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_P. En la tabla H.4-3 se incluyen las formulaciones correspondientes.

H.4.2.6 - MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS - Para este caso particular se ha verificado que la presión de tierras adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto entonces el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para evaluar las presiones sobre estas estructuras deben usarse:

(a) ***Suelos Granulares***

$$p_h = 0.65 \, K_A \, g_t \, H \qquad \textbf{(H.4-44)}$$

(a) ***Suelos Cohesivos***

$p_h = 0.2 \, g_t \, H$ para $s_u \geq$ 100 kPa (10.0 tonf/m^2) **(H.4-45)**

$p_h = 0.3 \, g_t \, H$ para 25 kPa (2.5 tonf/m^2) < s_u < 100 kPa (10.0 tonf/m^2) **(H.4-46)**

$p_h = 0.4 \, g_t \, H$ para $s_u \leq$ 25 kPa (2.5 tonf/m^2) **(H.4-47)**

H.4.2.6.1 - ***Consideración del agua*** - El análisis precedente es correcto para un sistema de esfuerzos totales, en una masa de suelo eventualmente saturado, pero sin agua libre. En caso de presencia de agua libre o nivel freático, su influencia debe calcularse por separado.

H.4.2.6.2 - *Otros métodos* - En casos de importancia se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde.

H.4.2.7 - ESTADO DE CALCULO - La selección de los estados activo, en reposo o pasivo, actuantes sobre la estructura de contención debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

H.4.2.8 - EMPUJES DEBIDOS AL AGUA- Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando ésto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras.

H.4.2.9 - EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS - Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

H.4.2.10 - CAPACIDAD ANTE FALLA- Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

H.4.2.10.1 - *Empujes sísmicos* - Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos para los movimientos sísmicos de diseño, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del Capítulo A.2 de este Reglamento.

H.4.2.11 - FACTOR DE SEGURIDAD - Los valores del factor de seguridad para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.4.2.2 y siguientes, deben ser, como mínimo:

- Deslizamiento en suelos granulares..... 1.5
  en suelos cohesivos 2.0
- Volcamiento en suelos granulares..... 3.0
  en suelos cohesivos 2.0
- Capacidad Portante 2.5
- Estabilidad Intrínseca 1.6
- Estabilidad General del Sistema..... 1.5

H.4.3 - EXCAVACIONES

H.4.3.1 - GENERALIDADES - Para cualquier excavación que forme parte de una edificación se requiere investigar la estabilidad de sus taludes, sus deformaciones y la posibilidad de falla de fondo, elaborando las recomendaciones para la excavación y los parámetros para el diseño de las estructuras de contención.

H.4.3.2 - ESTABILIDAD DE TALUDES - Los análisis de estabilidad deben tener en cuenta las características del material del talud, condiciones hidráulicas, geometría de la excavación, sobrecarga de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y los efectos sísmicos.

H.4.3.2.1 – *Sismo de diseño* - Para excavaciones permanentes sin soporte de la edificación o sin estructuras de contención se deben emplear los movimientos sísmicos de diseño y para excavaciones temporales, de duración no superior a 6 meses, con o sin estructuras de contención, se deben emplear los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, definidos en el Capítulo A.2 y A.12 del Título A, respectivamente.

Tabla H.4-3 – Muros de contención

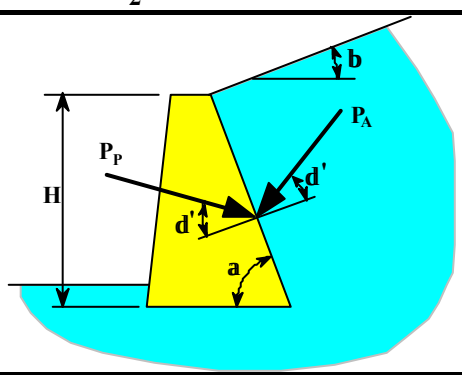
Descripción	Estado activo	Estado pasivo
Empuje total	$P_A = K_A \dfrac{g H^2}{2}$	$P_P = K_P \dfrac{g H^2}{2}$
Coulomb Estático **a =p/2,** **d' = b = 0**	$K_A = \dfrac{1 - \operatorname{sen} f}{1 + \operatorname{sen} f} = \tan^2\left(\dfrac{p}{4} - \dfrac{f}{2}\right)$	$K_P = \dfrac{1 + \operatorname{sen} f}{1 - \operatorname{sen} f} = \tan^2\left(\dfrac{p}{4} + \dfrac{f}{2}\right)$
Rankine Estático **a =p/2,** **d' = b**	$K_A = \dfrac{\cos b \left[\cos b - \sqrt{\cos^2 b - \cos^2 f}\right]}{\left[\cos b + \sqrt{\cos^2 b - \cos^2 f}\right]}$	$K_P = \dfrac{\cos b \left[\cos b + \sqrt{\cos^2 b - \cos^2 f}\right]}{\left[\cos b - \sqrt{\cos^2 b - \cos^2 f}\right]}$
Mayniel Estático **a =p/2,** **b = 0**	$K_A = \dfrac{\cos^2 f}{D_A \cos d}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(f + d)\operatorname{sen} f}{\cos d}}\right]^2$	$K_P = \dfrac{\cos^2 f}{D_P \cos d}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(f + d)\operatorname{sen} f}{\cos d}}\right]^2$
Müller-Breslau Estático **y =0**	$K_A = \dfrac{\operatorname{sen}^2(a + f)}{D_A \operatorname{sen}^2 a \operatorname{sen}(a - d)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(f + d)\operatorname{sen}(f - b)}{\operatorname{sen}(a - d)\operatorname{sen}(a + b)}}\right]^2$	$K_P = \dfrac{\operatorname{sen}^2(a - f)}{D_P \operatorname{sen}^2 a \operatorname{sen}(a + d)}$ $D_P = \left[1 - \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(f + d)\operatorname{sen}(f + b)}{\operatorname{sen}(a + d)\operatorname{sen}(a + b)}}\right]^2$
Mononobe-Okabe Análisis pseudo-estático **c' = 0**	$K_A = \dfrac{(1 - a_v)\operatorname{sen}^2(a + f - y)}{D_A \cos y \operatorname{sen}^2 a \operatorname{sen}(a - d - y)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(f + d)\operatorname{sen}(f - b - y)}{\operatorname{sen}(a - d - y)\operatorname{sen}(a + b)}}\right]^2$	Usese K_P según Müller-Breslau
Empuje total **c' ¹ 0**	$P_A = K_A \dfrac{g H^2}{2} - 2 c H \sqrt{K_A}$	$P_P = K_P \dfrac{g H^2}{2} + 2 c H \sqrt{K_P}$

Donde:

$b < (f - y)$

$y = \tan^{-1}\left(\dfrac{a_h}{1 - a_v}\right)$

b = ángulo del terreno con la horizontal
a = ángulo de la cara del muro con la horizontal
d' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro
a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo
a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo



H.4.3.3 - CALCULO DE DEFORMACIONES - Se deben calcular las deformaciones verticales y horizontales originadas por la excavación en las construcciones en instalaciones vecinas con el fin de diseñar las medidas adecuadas de protección.

H.4.3.4 - FALLA DE FONDO - Se debe calcular la posibilidad de falla de fondo, adoptando un factor de seguridad mínimo de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.1 para condiciones con sismo.

H.4.4 - ESTABILIDAD DE TALUDES

H.4.4.1 - RECONOCIMIENTO - El ingeniero geotecnista debe identificar la zona como potencialmente inestable, según la pendiente de la ladera, eventuales flujos de agua y tipo de suelo. En esta identificación puede ayudarse del precedente confirmado y de los estudios de microzonificación, si éstos últimos están disponibles.

H.4.4.2 - METODOLOGIA - Debe utilizarse un método de cálculo y análisis de reconocida validez y aplicación, proporcionado a la magnitud del problema potencial y al riesgo calculado que pueda correr el proyecto.

H.4.4.3 - PROBABILIDAD DE FALLA - Según la evaluación cuantitativa el concepto del ingeniero geotecnista podría llegar a la recomendación razonada sobre el abandono del proyecto.

CAPITULO H.5
SUELOS LICUABLES Y OTROS EFECTOS SISMICOS

H.5.0 - NOMENCLATURA

A	=	amplificación teórica de un depósito de suelo
a_{max}	=	aceleración máxima del terreno
D_m	=	duración del movimiento fuerte
E	=	módulo de elasticidad
G	=	módulo de cortante
G_{max}	=	módulo de cortante máximo
G_o	=	módulo de cortante para muy bajas deformaciones
g	=	aceleración de la gravedad
H	=	espesor del depósito de suelos
h_i	=	espesor de la capa i.
I	=	relación de impedancias
L	=	onda L, de Love
M	=	magnitud del sismo
N	=	número de ciclos de movimiento significativo, $0.65\tau_{max}$.
N_{60}	=	penetración estándar a una energía del 60%.
N_{eq}	=	número de ciclos equivalentes, mayores que un cierto porcentaje de esfuerzos
n	=	modo de vibración
P	=	onda P, o primaria
R	=	onda R, o de Rayleigh
R_{max}	=	distancia epicentral máxima a la que ocurre la licuación
REC	=	relación de esfuerzos cíclicos
r_d	=	factor de reducción de esfuerzos ≤ 1.0.
S	=	onda S, secundaria o de cortante
T	=	período de vibración fundamental del suelo
T_n	=	período de vibración predominante del depósito
v_p	=	velocidad de la onda P o primaria
v_r	=	velocidad de la onda de cortante en la roca de base
v_s	=	velocidad de la onda de cortante
β_s	=	coeficiente de amortiguamiento del suelo
γ	=	peso unitario del suelo
λ	=	constante de Lamé
λ_s	=	longitud de la onda de cortante
μ	=	módulo de Poisson
ρ	=	densidad de masa del suelo = γ/g.
ρ_r	=	densidad de masa en la roca o en el estrato de base
ρ_s	=	densidad de masa en el suelo suprayacente
σ_v	=	esfuerzo vertical total
σ'_{vo}	=	esfuerzo vertical efectivo
τ_{cic}	=	esfuerzo cortante cíclico
τ_{max}	=	esfuerzo cortante máximo

H.5.1 - GENERALIDADES

Cuatro fenómenos son dominantes en el comportamiento de los suelos ante excitaciones sísmicas. Estos son: la amplificación, otros fenómenos asociados con la respuesta sísmica, la falla del suelo, y la licuación.

H.5.1.1 – LA AMPLIFICACION – Se define la amplificación de los movimientos sísmicos incidentes, como el aumento de las amplitudes de dicho movimiento por depósitos de suelos - ya sean arcillosos blandos o granulares de origen

aluvial -; para efectos de este Reglamento se denominan como efectos locales. (Véase a este respecto las secciones A.2.4 y A.2.9 y el Apéndice H-A).

H.5.1.2 – OTROS FENOMENOS ASOCIADOS CON LA RESPUESTA SISMICA - Se define como el conjunto de reacciones particulares al movimiento sísmico y está asociado a los efectos sentidos en los cambios topográficos, en los accidentes geográficos, en las masas de agua, en excitaciones diferentes en los apoyos de estructuras largas, entre otros; muchos de los cuales pueden producir daños a las edificaciones, estructuras y líneas vitales.

H.5.1.3 - LA FALLA SISMICA DEL SUELO - Bajo solicitaciones sísmicas, el deterioro y degradación progresiva del depósito de suelos hasta que sobreviene la falla por esfuerzo cortante; se incluyen los movimientos de masas originados en la acción sísmica, tales como grandes deslizamientos.

H.5.1.4 - LA LICUACION - se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero y el depósito se comporta como un líquido. Son fenómenos relacionados la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos, saturados y parcialmente saturados.

H.5.2 - CARACTERISTICAS DE LA AMPLIFICACION

H.5.2.1 - LA PARTICIPACION DEL SUELO - Puede afirmarse con certeza que si bien el depósito de suelos no está en condiciones de crear un movimiento diferente del de las ondas incidentes, logra - en cambio - transformarlas y destacar aspectos de su contenido frecuencial, de tal manera que sus consecuencias en superficie, para las construcciones, se deben más al movimiento final del suelo que al sismo originario sentido en la roca de base.

H.5.2.2 - LA TRIPLE RESONANCIA - Se registra un fenómeno de triple resonancia. En primer termino, efecto roca-suelo debido a similitudes entre los movimientos incidentes de sismos lejanos y los movimientos predominantes de profundos depósitos de suelos. En segundo término, efecto suelo-suelo ocasionado por el confinamiento de las ondas en la artesa, causado a su vez por la diferencia entre la impedancia del suelo contenido y la roca de base; el resultado inmediato es una mayor duración del sismo sentido en el depósito de suelos, en relación con el movimiento originario en roca. En tercer término, un efecto suelo-estructura cuando coinciden sus períodos predominantes de vibración y el período fundamental de la estructura.

H.5.2.3 - AMPLIFICACION DEL DEPOSITO DE SUELO - Puede evaluarse por medio de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{I}{1 + (p/2) b_s I} \qquad \textbf{(H.5-1)}$$

H.5.2.3.1 - *Relación con el Movimiento Incidente* - Hay amplificación de hecho, para aceleraciones originarias en roca inferiores a 0.4 g. Para aceleraciones superiores a la antedicha se presenta el fenómeno contrario, ó sea una deamplificación.

H.5.2.3.2 - *Análisis* - El análisis detallado del fenómeno debe hacerse obligatoriamente para las edificaciones clasificadas como grupos de uso III, IV (Artículo A.2.5 del Reglamento); para las demás categorías es opcional. Los métodos para efectuar este análisis deben estar adecuadamente sustentados dentro de la mecánica de suelos y la ingeniería sísmica. Se permite el uso de modelos unidimensionales, y cuando la información sobre los depósitos de suelos lo permitan, se pueden emplear modelos más sofisticados. Su uso debe reemplazar progresivamente los métodos aproximados; se recomienda cuando la información disponible lo justifique y sea compatible con la complejidad del proyecto. Al respecto deben consultarse los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento.

H.5.3 – OTROS FENOMENOS ASOCIADOS CON LA RESPUESTA SISMICA

H.5.3.1 - LAS ONDAS SISMICAS - Se ha demostrado que un medio elástico infinito está en condiciones de sostener dos clases de ondas: la onda de compresión o primaria (P) y la onda de cortante o secundaria (S). Estas son las ondas

de cuerpo. También se presentan, cerca de la frontera del medio-espacio, ondas de superficie, así: la onda de Rayleigh (R) y la onda de Love (L).

H.5.3.1.1 - - *Velocidad de la onda P* - Puede calcularse la velocidad de la onda Como:

$$v_p = \left(\frac{\lambda + 2G}{\rho}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(H.5-2)}$$

donde las constantes de Lamé son:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad \textbf{(H.5-3)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \textbf{(H.5-4)}$$

H.5.3.1.2 - *Velocidad de la onda* S - La velocidad de la onda S puede calcularse de la siguiente manera:

$$v_s = \left(\frac{G}{\rho}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(H.5-5)}$$

H.5.3.1.3 - *Relación de velocidades* - La relación entre las velocidades de las ondas de cuerpo se expresa así:

$$\frac{v_p}{v_s} = \left(2\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right)^{1/2} \qquad \textbf{(H.5-6)}$$

H.5.3.1.4 - *Longitud de la onda* - La longitud de onda tiene importancia para dar escala al movimiento sísmico dentro del tamaño de la estructura que se estudia. Las longitudes de onda pueden obtenerse, así:

$$\lambda_s = v_s T \qquad \textbf{(H.5-7)}$$

H.5.3.2 - PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION - El período fundamental, o más apropiadamente, el período predominante de vibración, y sus armónicos, de un depósito de suelo pueden estimarse así:

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)v_s} \qquad \textbf{(H.5-8)}$$

Para medios estratificados, se puede emplear el siguiente promedio ponderado:

$$T_n = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{h_i}{(v_s)_i} \qquad \textbf{(H.5-9)}$$

H.5.3.2.1 - *Métodos Sofisticados* - Métodos más complejos como el análisis unidimensional de la respuesta sísmica, o el mismo tipo en dos y en tres direcciones se encuentran disponibles; se recomienda su uso cuando la complejidad del problema lo justifique.

H.5.3.3 - LA RELACION DE IMPEDANCIAS - Se define la relación de impedancias entre dos capas de un depósito de suelos o rocas, como:

$$I = \left(\frac{\rho_r}{\rho_s}\right)\left(\frac{v_r}{v_s}\right) \qquad \textbf{(H.5-10)}$$

Esta relación de impedancias tiene influencia no solo en la amplificación potencial de un depósito de suelos sino en la posibilidad de transmisión de las ondas de una capa a la otra.

H.5.3.4 - LA RESPUESTA EN SUPERFICIE - El espectro de respuesta propio del sismo incidente trae en sí mismo unos picos de respuesta que son su característica. El depósito de suelos tiene la propiedad de magnificar aquellos picos cuyo periodo coincide con su propio período o períodos predominantes.

H.5.4 - CONSIDERACIONES SOBRE LA FALLA DEL DEPOSITO DE SUELOS

H.5.4.1 - DEGRADACIÓN DEL SUELO - La rigidez del suelo, representado por su módulo de cortante, G, se degrada durante la acción sísmica. La medida de esta degradación es G/G_0, o G/G_{max}, que aumenta con el aumento de la deformación de cortante cíclico, g_c.

H.5.4.1.1 - *Suelos cohesivos* - En los suelos cohesivos G/G_0 depende fundamentalmente del índice de plasticidad, siendo los suelos de baja plasticidad afectados a más bajos niveles de deformación cíclica.

H.5.4.1.2 - *Suelos granulares* - En los suelos granulares se produce una degradación similar, cuya severidad depende de la densidad relativa del depósito de suelos.

H.5.4.1.3 - *Laboratorio* - Cuando la complejidad del proyecto lo justifique, el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas debe investigarse en el laboratorio.

H.5.4.3 - ASENTAMIENTOS SISMICOS - Los asentamientos del suelo, producidos por causa de la actividad sísmica dependen de la calidad del suelo (densidad y resistencia) y de la intensidad y duración del movimiento.

a) En suelos granulares, la deformación volumétrica depende de la densidad del suelo (N_{60}) y de la relación de esfuerzos cíclicos (REC) producidos por el sismo.
b) En suelos cohesivos la sobre presión de poros, originada en el sismo, puede desatar un nuevo proceso de consolidación y los consiguiente asentamientos.

H.5.4.4 - DESLIZAMIENTOS - Los movimientos sísmicos pueden desencadenar la ocurrencia de deslizamientos de tierras y movimientos de masas. El ingeniero geotecnista debe evaluar si la degradación del suelo o la movilidad cíclica causada por el sismo de diseño está en condiciones de poner en peligro específico el proyecto.

H.5.5 - LA LICUACION Y LOS FENOMENOS RELACIONADOS

Los suelos granulares tienen una tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monotónica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas, lo que ha recibido el nombre genérico de licuación.

H.5.5.1 - LICUACIÓN DE FLUJO - Se define como un estado de movimiento catastrófico donde el esfuerzo cortante estático es superior a la resistencia correlativa del suelo en su condición licuada. Cuando sobreviene el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos.

H.5.5.2 - MOVILIDAD CICLICA - En contraste con el anterior, el fenómeno denominado movilidad cíclica tiene lugar cuando el estado de esfuerzos estáticos es inferior a la resistencia del suelo licuado; durante el movimiento sísmico el estado de esfuerzos aumenta en forma escalonada hasta que se alcanza la resistencia del suelo y sobreviene la falla.

H.5.5.3 - CASOS ESPECIALES - Términos como licuación horizontal, corrimiento lateral y oscilación del terreno son casos especiales de movilidad cíclica observados en la práctica.

H.5.5.4 - VOLCANES DE ARENA - Es un fenómeno que frecuentemente acompaña la ocurrencia de la licuación; durante el movimiento sísmico, o inmediatamente después, el exceso de presión de poros es disipado, hacia arriba como la

dirección más fácil y en puntos localizados, o a lo largo de grietas, se producen erupciones de arena en estado líquido que conforman pequeños volcanes.

H.5.6 - SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION

No todos los suelos son licuables. En consecuencia, es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que la licuación sea posible. Estas son:

- **(a)** La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores es rara.
- **(b)** El depósito de suelo debe estar saturado, o poco menos, para que ocurra la licuación.
- **(c)** Depósitos fluviales, coluviales, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- **(d)** Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- **(e)** Limos no-plásticos también ofrecen cierta susceptibilidad a la licuación.
- **(f)** Son más susceptibles las arenas finas, relativamente uniformes.
- **(g)** Son menos susceptibles los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas.
- **(h)** El contenido de finos y su plasticidad son considerados inhibitorios de la licuación.
- **(i)** Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
- **(j)** Ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto.

H.5.7 - NUMERO DE CICLOS

El número de ciclos significativos del movimiento sísmico es definido como aquel que causa un esfuerzo cortante superior a $0.65\ \tau_{max}$. Este número puede calcularse así:

$$N_{0.65\,\tau_{max}} = \pi \sqrt{D_m} \qquad \textbf{(H.5-11)}$$

La tabla H.5-1 presenta el número de ciclos en su relación con la magnitud del movimiento sísmico.

Tabla H.5-1

Magnitud	No. de Ciclos de Esfuerzo significativos (N_{eq})
5¼	2-3
6	5
6¾	10
7½	15
8½	26

H.5.8 - ESFUERZO CORTANTE CICLICO

El esfuerzo cortante cíclico producido por un número equivalente de ciclos puede evaluarse como se indica a continuación:

$$\tau_{cic} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \qquad \textbf{(H.5-12)}$$

donde:

$$\sigma_v = \gamma h \qquad \textbf{(H.5-13)}$$

H.5.9 - RELACION DE ESFUERZOS CICLICOS

Las curvas de esfuerzos cíclicos son frecuentemente normalizadas dividiendo el esfuerzo total por el esfuerzo efectivo inicial de sobrecarga. De esta manera se obtiene la relación de esfuerzos cíclicos (**REC**), como:

$$\mathbf{REC} = \frac{\tau_{cic}}{\sigma'_{VO}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vo}} r_d \qquad \textbf{(H.5-14)}$$

H.5.10 - CRITERIOS DE LICUACION

Con base en la recopilación de información sobre ocurrencia de licuación en sismos anteriores se han podido dibujar las curvas que expresan bs criterios de licuación como la relación de esfuerzos cíclicos producidos por el temblor en consideración y la resistencia del suelo expresada como el número de golpes del ensayo de penetración estándar para una energía del 60%, N_{60}. Las curvas se expresan en las figuras H.5-1 y H.5-2, las cuales presentan la relación de esfuerzos que producen licuación para diversas magnitudes de terremotos, y la misma relación para un contenido variable de finos en la arena potencialmente licuable, respectivamente.

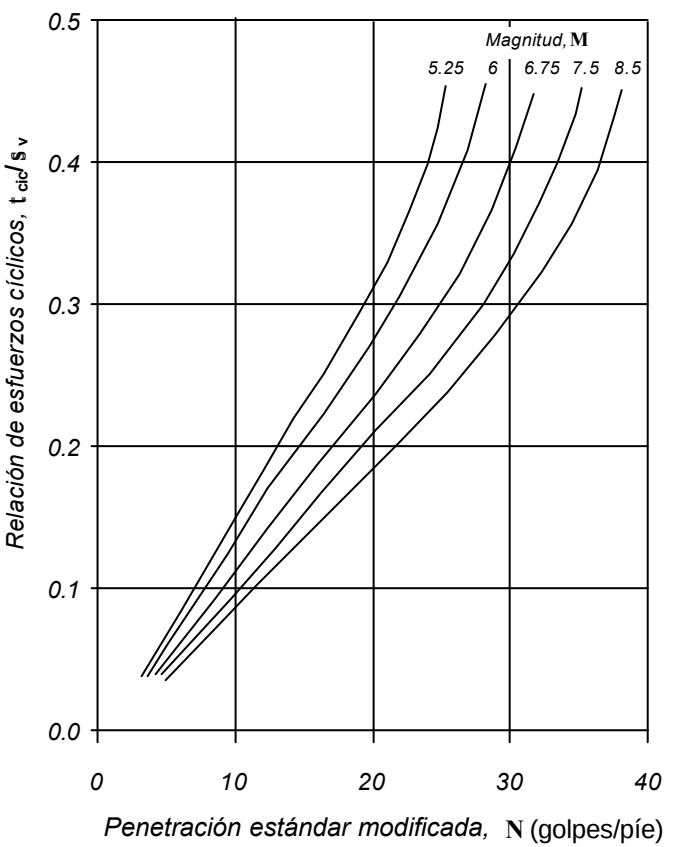


Figura H.5-1 – Variación de la relación de esfuerzos cíclicos (REC) con el ensayo de penetración estándar para diversos valores de magnitud M

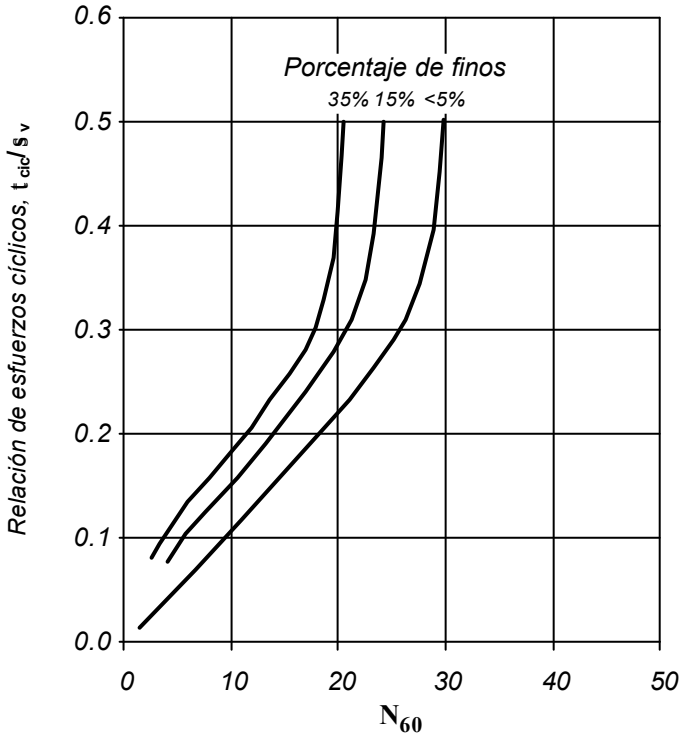


Figura H.5-2 – Variación de la relación de esfuerzos cíclicos (REC) con el ensayo de penetración estándar para contenidos de finos diversos (M = 7.5)

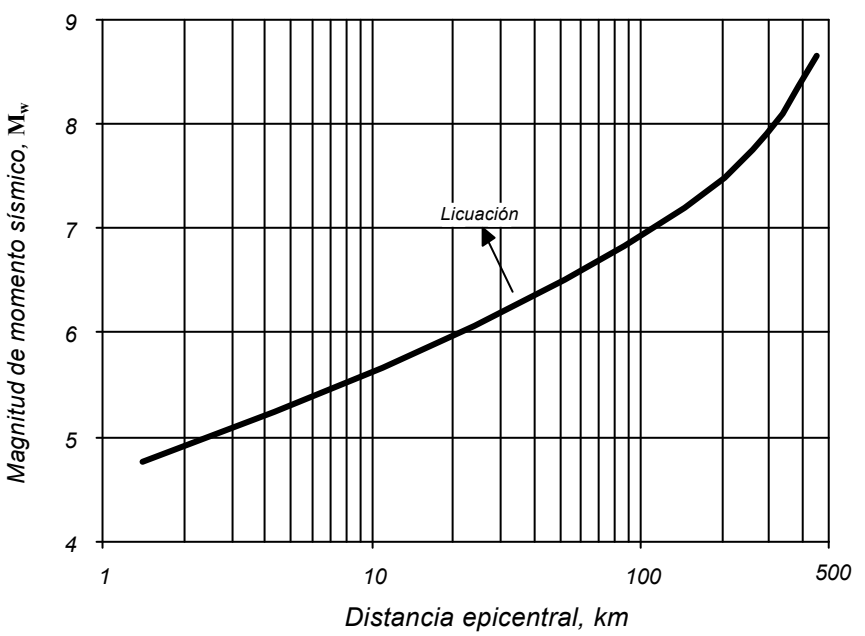


Figura H.5-3 – Relación entre la magnitud del sismo y la distancia epicentral donde se ha presentado históricamente licuación

H.5.11 - ALCANCES DE LA LICUACION

Un sismo determinado tiene la capacidad de ocasionar licuación hasta cierta distancia epicentral. Esta distancia puede estimarse así:

$$\log R_{max} = 0.77M - 3.6 \qquad \text{(H.5-15)}$$

H.5.12 - CRITERIO GRAFICO

El mismo tipo de criterio se expresa en la figura H.5-3 donde se ha recogido un buen número de casos de licuación producido por sismos superficiales. Se sabe que sismos profundos producen licuaciones a distancias algo mayores. Par ilustrar el significado de esta información, se citan como ejemplos los siguientes casos: un sismo de magnitud 6 puede producir licuación a 20 km de distancia epicentral; uno de magnitud 7 lo hace a 100 km y uno de magnitud 8 a 300 km.

H.5.13 - METODOS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA DE LOS DEPOSITOS DE SUELOS A LA LICUACION

En correspondencia con los factores que aumentan la vulnerabilidad del suelo ante los esfuerzos cíclicos (H.5.6) se expresan los métodos para mejorar dicha resistencia. Estos son:

- **(a)** *Explosiones y voladuras* - Con un patrón determinado y a una profundidad relacionada con la magnitud del problema, puede inducir licuación limitada y producir la densificación del material hasta 40 m.
- **(b)** *Vibro-densificación* - Es una densificación por vibración que opera por medio de una licuación moderada que produce densificación del depósito.
- **(c)** *Vibro-compactación* - Vibración bajo agua que produce la densificación de material; las aberturas son rellenadas luego con material compactado.
- **(d)** *Pilotes de compactación* - Procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.
- **(e)** *Compactación dinámica* - Mediante una repetida aplicación del impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.
- **(f)** *Inyecciones de compactación* - Inyecciones de una mezcla gruesa y viscosa de material que produce el desplazamiento y la compactación del depósito.
- **(g)** *Estribos de sobrecarga* - Que consiste en aumentar la resistencia a la licuación aumentando, con sobrecarga, la presión afectiva de confinamiento.
- **(h)** *Drenajes* - Drenajes y subdrenajes de grava, gravilla, drenajes tipo "Wick" y pozos para mantener baja la presión del agua y disipar eventuales excesos.
- **(i)** *Inyección de elementos químicos* - Inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.
- **(j)** *Jet grouting* - Que excava, mezcla y rellena materiales adicionales, incluso cementantes mediante chorros de agua a alta presión.
- **(k)** *Pilotes y pantallas preexcavadas* - La colocación de pilotes y pantallas -a presión o sin ella- rellenos en cemento, cal, o asfalto reducen el potencial de licuación.
- **(l)** *Vitrificación in-situ* - Consiste en la fundición del suelo mediante chorros de fuego que transforman el material en roca.
- **(m)** *Vibro-reemplazo* - Huecos perforados a golpes, son luego rellenados con grava arena y piedra, con o sin agentes cementantes.
- **(n)** *Pilotes Radícales* - A veces llamados banderillas, con diámetro reducido, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación

CAPITULO H.6
SUELOS CON CARACTERISTICAS ESPECIALES

H.6.0 - NOMENCLATURA

c_w = coeficiente de hidroconsolidación
de_w = derivada del potencial de hidrocolapso
G_s = gravedad específica del suelo
H_i = espesor de la capa **i** del suelo potencialmente colapsable
LL = límite líquido en porcentaje
S = grado de saturación
S_o = grado de saturación inicial
P_{ex} = presión de expansión probable en el campo (kgf/cm^2)
w_ℓ = límite líquido en fracción decimal
z = profundidad
e_w = deformación potencial de hidrocolapso
a = saturación relativa, o grado de humedecimiento
d_w = asentamiento por hidroconsolidación
g_d = peso unitario seco (g/cm^3)
g_{dcrit} = peso unitario crítico como identificación de la colapsibilidad
g_w = peso unitario del agua (g/cm^3).
s = esfuerzo normal al cual tiene lugar la hidroconsolidación
s_t = umbral de esfuerzo de colapso
s_v = esfuerzo vertical total
w_{eq} = humedad de equilibrio en porcentaje
w_N = humedad natural en fracción decimal

H.6.1 - SUELOS EXPANSIVOS

H.6.1.1 - GENERALIDADES - Se identifican como suelos expansivos, propiamente dichos, aquellos que tienen entre sus componentes minerales como caolinitas, ilitas y montmorilonitas; tales suelos arcillosos tienen la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo.

H.6.1.1.1 - *Calificación de la expansividad* - Todas las arcillas tienen, de una forma u otra, algún potencial de expansión en el sentido de que ganan o pierden agua según las condiciones ambientales.

H.6.1.1.2 - *Minerales activos* - Como minerales activos se reconocen la montmorilonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita; la particularidad de éstos radica en que tienen la propiedad de "adsorber" moléculas de agua dentro de su propia estructura molecular.

H.6.1.2 - PROFUNDIDAD DE LA ZONA ACTIVA - Se identifica la zona activa, en relación con los suelos expansivos, como la máxima profundidad a la que se observan fluctuaciones estacionales de humedad. La zona activa y su extensión se presentan esquemáticamente en la figura H.6-1.

H.6.1.2.1 - *Nivel Freático* - La expansividad cesa bajo la posición del nivel freático pero puede verse afectada por las oscilaciones de éste, de acuerdo con los factores climáticos.

H.6.1.3 - IDENTIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS - En la tabla H.6-1 se reproducen los criterios más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolidómetro.

Tabla H.6-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Indice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (m)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

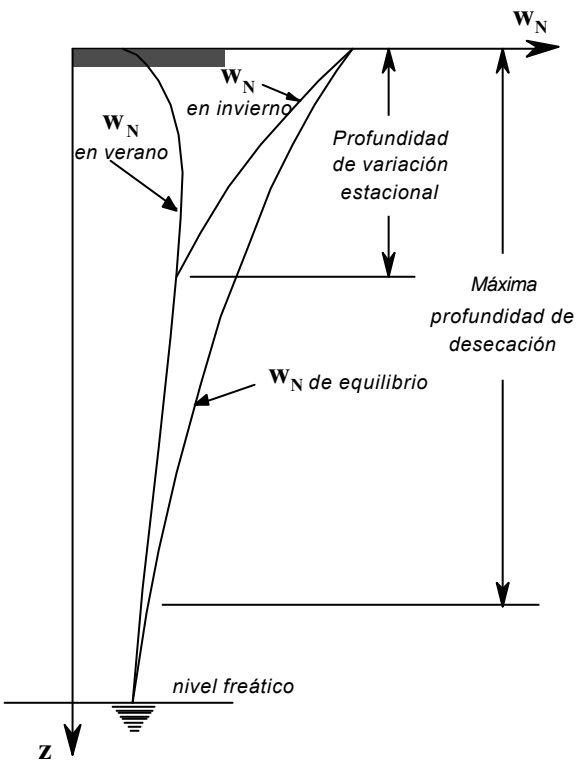


Figura H.6-1 – Profundidad de la zona activa y variaciones estacionales de la humedad

H.6.1.4 - HUMEDAD DE EQUILIBRIO - Se ha definido la humedad de equilibrio como aquella que corresponde a la avidez natural del suelo por el agua; si la humedad natural es inferior, el suelo buscará satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión. Puede calcularse como:

$$w_{eq} = 0.47\ LL + 3.6 \qquad \textbf{(H.6-1)}$$

H.6.1.5 - PRESION DE EXPANSION PROBABLE - Puede estimarse la presión de expansión probable en campo como:

$$\log P_{ex} = -1.868 + 2.08\ w_L + 0.665\ g_d - 2.69\ w_N \qquad \textbf{(H.6-2)}$$

H.6.1.5.1 - *Otros Métodos* - Las formas de aproximarse al tema de los suelos expansivos citadas en este Reglamento no son excluyentes, ni pretenden reemplazar otros métodos presentes o futuros; su uso a plena conciencia es espetado y alentado y está cubierto dentro de la responsabilidad propia del ejercicio de la ingeniería geotécnica.

H.6.1.6 - MEDIDAS PREVENTIVAS - Las siguientes acciones preventivas son útiles:

(a) *Drenaje de las aguas de escorrentía* - Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientados perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
(b) *Alcantarillados y rellenos* - Los alcantarillados en suelos expansivos, deben ser estancos; así mismo los rellenos deben hacerse con materiales inertes y compactados según la especificación compatible.
(c) *Paisajismo e irrigación* - Separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.

H.6.1.7 - ALTERACION DEL SUELO EXPANSIVO - Puede lograrse por cualquiera de los siguientes métodos:

(a) *Reemplazo* - Consiste en la excavación y el reemplazo de la capa expansiva, cuando su espesor y profundidad no lo hacen prohibitivamente costoso.
(b) *Tratamiento con cal* - La mezcla superficial de cal con el suelo potencialmente expansivo o su inyección a presión es benéfica, según el estado del suelo (agrietado o no) y el método de aplicación (inyección a presión o mezcla mecánica).
(c) *Prehumedecimiento* - El prehumedecimiento supone la expansión previa a la colocación de la estructura y el mantenimiento de esa humedad bajo una placa o un recubrimiento impermeable.
(d) *Barreras de humedad* - Colocadas perimetralmente a la estructura pueden coadyuvar al equilibrio; debe evitarse sin embargo, que se establezcan canales de humedecimiento como fenómenos termo-osmóticos que hagan inútil la precaución.

H.6.1.8 - ELUSION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS - Se puede intentar este objetivo por los siguientes procedimientos:

(a) *Profundizar los cimientos* - Hasta pasar, al menos parcialmente, la profundidad de la zona crítica donde la expansión es más severa.
(b) *Pilotes preexcavados* - A la profundidad necesaria para desarrollar la carga; puede completarse con el aislamiento del fuste del pilote en la zona activa.
(c) *Placas aéreas* - Para evitar el contacto de los pisos con el suelo potencialmente expansivo.

H.6.1.9 - MITIGACION DE TIPO ESTRUCTURAL - Este tipo de solución se logra por los siguientes caminos mutuamente excluyentes:

(a) *Cimentación rígida* - Rigidización de los elementos de la cimentación de manera que la estructura se mueva como un todo. Está acompañada a menudo de concentración de la carga en ciertos puntos y liberación en otros, para permitir el alivio de las presiones de expansión bajo losas huecas, tipo artesonado. La estructura debe diseñarse en consecuencia.
(b) *Construcción flexible* - Que permita el movimiento sin daño de ciertos elementos de la estructura. Los elementos no estructurales deben estar concebidos para acomodarse a estos ajustes.

H.6.2 - SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

H.6.2.1 - GENERALIDADES - Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

H.6.2.2 - TIPOS DE SUELOS ERODABLES - Se distinguen dos tipos de suelos muy sensibles a la presencia de agua; éstos son:

(a) *Suelos dispersivos* - Arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa de 40% o 60% del total de sales disueltas.
(b) *Suelos erodables* - Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea.

H.6.2.3 - CARACTERISTICAS DE SU COMPORTAMIENTO - Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Los suelos erodables, en cambio, no se disuelven pero sí son afectados por corrientes de

agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando carcavamientos, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.

H.6.2.4 - MEDIDAS PREVENTIVAS - Las principales medidas preventivas cuyo análisis debe llevarse a cabo son:

- **(a)** *Remoción del suelo erosionable* - Cuando la operación es económicamente factible, y cuando se ha identificado con antelación la extensión y profundidad de la zona vulnerable.
- **(b)** *Restricción severa del humedecimiento* - Por medio de una combinación de drenajes, sub-drenajes, pavimentos impermeables y reglamentación del uso de agua.
- **(c)** *Recubrimiento impermeable* - Terraplén debidamente gradado, colocado sobre una capa doble de geotextil impermeable, debajo, y geotextil no tejido encima.
- **(d)** *Recubrimiento vegetativo* - Aplicable en las laderas de poca pendiente (< 20%), consiste en sembrar especies vegetales sobre geomalla, diseñada para el efecto, con restricciones laterales en maderas o cañas colocadas paralelamente a la curva de nivel, para evitar el transporte longitudinal del material a lo largo del plano de la pendiente.

H.6.2.5 - PRECAUCION - No deben utilizarse por ningún motivo materiales identificados como dispersivos o erodables, como materia prima para rellenos o terraplenes. Tampoco se deben utilizar materiales sospechosos de serlo.

H.6.3 - SUELOS COLAPSABLES

H.6.3.1 - GENERALIDADES - Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan

H.6.3.2 - TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES - Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

- **(a)** *Suelos aluviales y coluviales* - Depositados en ambientes semi-desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).
- **(b)** *Suelos eólicos* - Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
- **(c)** *Cenizas volcánicas* - Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.
- **(d)** *Suelos residuales* - Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

H.6.3.3 - IDENTIFICACION DE COLAPSABILIDAD - Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se debe hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_\ell} \qquad \textbf{(H.6-3)}$$

H.6.3.3.1 - *Criterio de evaluación*- De esta manera, puede decirse que si:

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} \leq 1$ el suelo es colapsable

H.6.3.4 - CLASIFICACION DE GRADO DE COLAPSIBILIDAD - Se define la deformación del hidrocolapso potencial como dependiente del coeficiente de hidroconsolidación y de la relación de esfuerzos entre el presente y el umbral de colapso, así:

$$\mathbf{e_w = c_w \left(\log s - \log s_t\right) = c_w \log \left(\frac{s}{s_t}\right)} \qquad \textbf{(H.6-4)}$$

donde:

$$\mathbf{c_w = \frac{de_w}{d\left(\log s\right)}} \qquad \textbf{(H.6-5)}$$

De acuerdo con la anterior definición de términos, las clasificación se presenta en la tabla H.6-2.

Tabla H.6-2
Clasificación de colapsibilidad

Deformación potencial de hidrocolapso, $\mathbf{e_w}$	Clasificación de severidad
0 – 0.01	sin problema
0.01 – 0.05	moderada
0.05 – 0.10	problema potencial
0.10 – 0.20	severa
> 0.20	muy severa

H.6.3.5 - CALCULO DE ASENTAMIENTOS - El cálculo de asentamientos por colapso de los suelos puede hacerse por medio de la siguiente formulación:

$$\mathbf{d_w = \sum \alpha\, c_w\, H_i \log \left(\frac{s_v}{s_t}\right)} \qquad \textbf{(H.6-6)}$$

donde $\mathbf{\alpha = \frac{S - S_o}{1 - S_o}}$ equivale a una saturación relativa o a un coeficiente de humedecimiento.

H.6.3.5.1 - Nótese que es éste un análisis por esfuerzos totales. Además, este asentamiento difiere del elástico o del de consolidación definidos en otros apartes de este Reglamento.

H.6.3.6 - MEDIDAS PREVENTIVAS - Las principales medidas preventivas se enuncian enseguida:

(a) *Remoción del suelo colapsable* - Cuando su profundidad y espesor lo hacen factible.
(b) *Restricción o minimización del humedecimiento* - Por medio de drenaje, pavimentos impermeables y reglamentación del uso del agua.
(c) *Transferencia de las cargas a suelos inertes* - Mediante cimentaciones profundas o semiprofundas, cuando la profundidad de estos suelos inertes es razonable. Debe tenerse en cuenta sobre los pilotes la posible fricción negativa originada en el fenómeno del colapso.
(d) *Estabilización por inyección de agentes químicos* - Puede aplicarse localmente o en reparación de estructuras dañadas. Su costo lo hace prohibitivo en grandes extensiones.
(e) *Prehumedecimiento* - Se recomienda el procedimiento en combinación con algún tipo de sobrecarga de manera que se logre el colapso anticipado del material defectuoso; es importante verificar el destino del agua agregada, porque es factible que a causa de la estratificación natural, su flujo se efectúe más horizontalmente que en forma vertical y no se logre el efecto esperado.
(f) *Compactación* - Puede lograrse con cilindros o compactadores vibratorias convencionales, en combinación con humedecimiento moderado. También debe considerarse la factibilidad de instalar pilotes de desplazamiento por hincado , o pilotes de grava, hasta la profundidad requerida para pasar la capa potencialmente problemática. En algunos casos, a prudente distancia de estructuras existentes, debe

considerarse la aplicación de la técnica de la compactación dinámica profunda, consistente en dejar caer un peso considerable, desde una cierta altura, repetitivamente sobre una serie de puntos distribuídos en un patrón predeterminado.

(g) *Vibroflotación* - Esta técnica, consiste en la introducción dentro del suelo, mediante chorros de agua, de un cabezote vibratorio; ha demostrado su utilidad. Las perforaciones hechas con la herramienta citada, son luego rellenadas con gravas.

(h) *Voladuras controladas a profundidad* - Esta técnica, aún en estado experimental consiste en detonar cargas explosivas a profundidad, con un cierto patrón de localización y en presencia de agua.

(i) *Diseño estructural tolerante* - En los casos donde se demuestra que el asentamiento resultante del colapso no es inadmisible, debe diseñarse la estructura para resistir dicho movimiento sin distorsión ni daño aparente.

CAPITULO H.7
VEGETACION

H.7.0 - NOMENCLATURA

B = coeficiente de proporcionalidad
h = altura negativa de agua en el suelo; altura de succión
LL = límite líquido, en porcentaje
p = presión total en el suelo
pF = succión, expresada como el logaritmo de la altura negativa de presión de poros
s = succión, en términos de presión
u = presión de poros
w_{eq} = humedad de equilibrio
a = fracción de la presión total que actúa como presión de poros
g_w = peso unitario del agua, en las unidades pertinentes

H.7.1 - GENERALIDADES

H.7.1.1 - DEFINICION DEL PROBLEMA - Las raíces propias de la vegetación tienen la capacidad de extraer agua del suelo para garantizar su supervivencia. En consecuencia, la humedad natural del mismo suelo se altera en relación con el estado que tendría si no existieran tales raíces; la alteración de la humedad causa, a su vez, cambios en el volumen del suelo en relación inversa con su permeabilidad, por lo cual son afectados mayormente los suelos de carácter arcilloso, Así, las cimentaciones situadas en la vecindad, o apoyadas sobre los suelos afectados, pueden sufrir movimientos verticales y, eventualmente, también horizontales. Este capítulo se relaciona con los movimientos del suelo originados en la acción de la vegetación.

H.7.1.2 - DEFINICION DE SUCCION - La presión del agua dentro del suelo puede expresarse como:

$$u = ap - s \qquad \textbf{(H.7-1)}$$

donde la fracción de presión total (ap) es siempre positiva, y la succión (s) es siempre negativa. La succión debe expresarse en términos de la escala logarítmica **pF** como función de la altura negativa del agua en cm, así:

$$pF = \log_{10} \frac{h}{g_w} \qquad \textbf{(H.7-2)}$$

H.7.1.2.1 - ***Equivalencias de la succión*** **-** La succión es una expresión de la presión de poros negativa. La equivalencia entre succión, altura de agua y presión se presenta en la Tabla H.7.1.

Tabla H.7-1
Equivalencias de la succión

pF	Altura de agua	Presión de poros (negativa)	
	cm	kPa	kgf/cm^2
0	1	-	-
1	10	0.981	0.01
2	10^2	9.81	0.1
3	10^3	98.1	1
4	10^4	981	10
5	10^5	9810	100
6	10^6	98100	1000
7	10^7	981000	10000

H.7.1.3 - EQUILIBRIO DINAMICO - Sin la intervención del hombre, la naturaleza establece un equilibrio dinámico entre el tipo de suelo, la vegetación y el clima. Cuando este equilibrio se altera se inducen cambios en el suelo que pueden acarrear asentamientos, expansiones o levantamientos, colapsos y otros cambios que es preciso controlar. Véase la figura H.7-1.

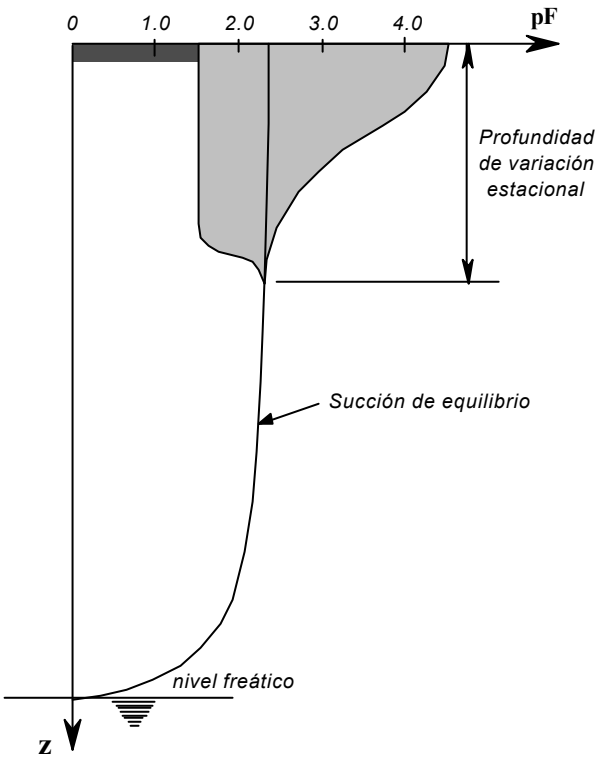


Figura H.7-1 – Variación estacional de la succión en relación con la profundidad

H.7.2 - CARACTERISTICAS DE LA VEGETACION -

H.7.2.1 - SISTEMA RADICULAR - El árbol, dependiendo de su especie particular, extiende una red de raíces primarias y secundarias hasta de cuarto orden, compuestas por raíces leñosas y no leñosas. El sistema de raíces es el encargado de tomar el agua del suelo, junto con los nutrientes, agua que se transpira a través de los estomas colocados principalmente en el anverso de las hojas.

H.7.2.2 - PROFUNDIDAD DE LAS RAICES - La profundidad de las raíces depende de la especie de que se trate, del tamaño del árbol y de la profundidad del nivel freático. Para crecer las raíces necesitan de aire, por lo cual su existencia está limitada por la posición del nivel freático; generalmente se observa que las raíces se desarrollan en el espacio medio entre la superficie y el nivel del agua y por lo regular a no más de 6.0 m. En casos de presencia de agua, las raíces abundan en superficie; en caso de escasez, ganan profundidad para recoger el agua disponible en los estratos más bajos. El crecimiento de las raíces puede llegar a 20 mm por día en búsqueda de agua y nutrientes.

H.7.2.3 - EXTENSION DEL SISTEMA RADICULAR - El sistema de raíces se extiende lateralmente para reproducir la sombra del follaje, y a profundidad dependiendo de la especie y de las demás condiciones dadas. Según un criterio, las raíces se extienden hasta una y media veces la altura del árbol; según otro criterio, hasta una y media veces el radio de su follaje.

H.7.2.4 - REQUERIMIENTOS DE AGUA - El requerimiento de agua depende del tamaño del árbol y de las variables del clima (temperatura, insolación y viento). Para un árbol adulto este requerimiento ha sido tasado en cientos de litros de agua por día. En la Tabla H.7-2 se presentan algunos valores típicos.

Tabla H.7-2

Requerimientos de agua

Especie	Transpiración día soleado
Eucalyptus Macarthuri	500 ℓ/día
Acacia Mollissima	250 ℓ/día
Pasto (Themeda)	1 ℓ/día/m^2

H.7.2.5 - PUNTO DE MARCHITAMIENTO - La cavitación del agua con oxigeno disuelto ocurre aproximadamente a una atmósfera de tensión. Esto, no obstante, el sistema de succión de las plantas está asegurado contra la cavitación, y las presiones de succión son más elevadas. En efecto, se define el punto de marchitamiento como la máxima succión aplicada por una planta para extraer el agua del suelo. Este punto equivale a una presión métrica de succión igual a $\mathbf{pF = 4.2}$, que es superior a $\mathbf{10^3\ kPa}$.

H.7.3 - RELACION CON LOS SUELOS

H.7.3.1 - HUMEDAD DE EQUILIBRIO - Se define, en este contexto, como la humedad de equilibrio aquella que adopta el suelo como respuesta a una succión determinada.

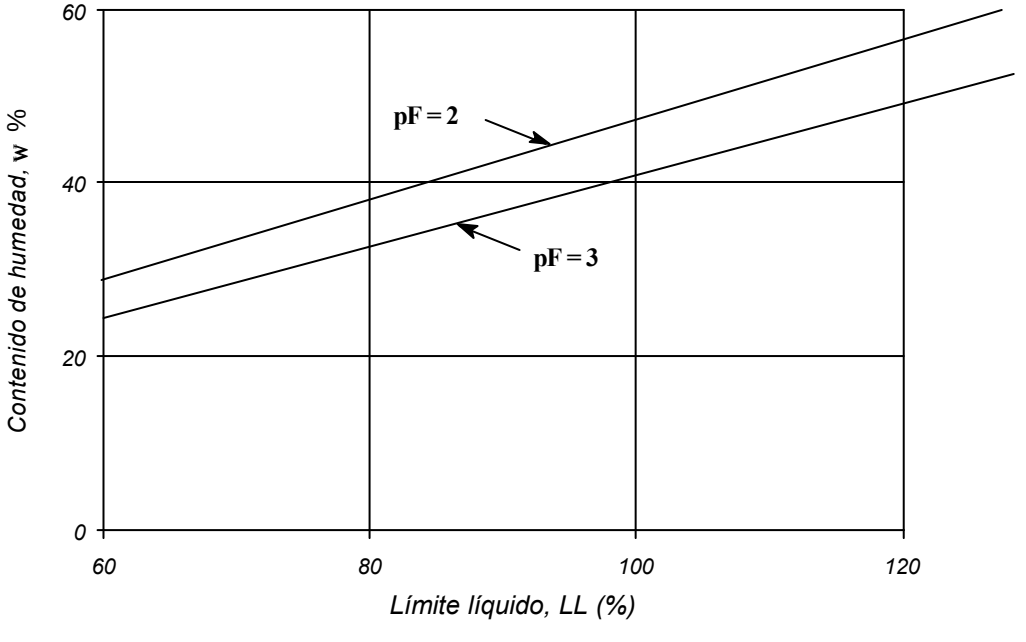


Figura H.7-2 – El contenido de humedad como expresión de la succión para diferentes tipos de suelos representados por el límite líquido

H.7.3.2 - EL TIPO DE SUELOS - La humedad de equilibrio depende del tipo de suelo expresado en términos del límite líquido. Se calcula así:

$$\mathbf{w_{eq} = B \times LL} \qquad \textbf{(H.7-3)}$$

Para diferentes succiones, $\mathbf{B}$ adopta diferentes valores, en concordancia con lo expresado en la ecuación H.6-1 (véase la figura H.7-2), así:

para $\mathbf{pF = 2}$, entonces $\mathbf{B = 0.5}$
y para $\mathbf{pF = 3}$, entonces $\mathbf{B = 0.4}$

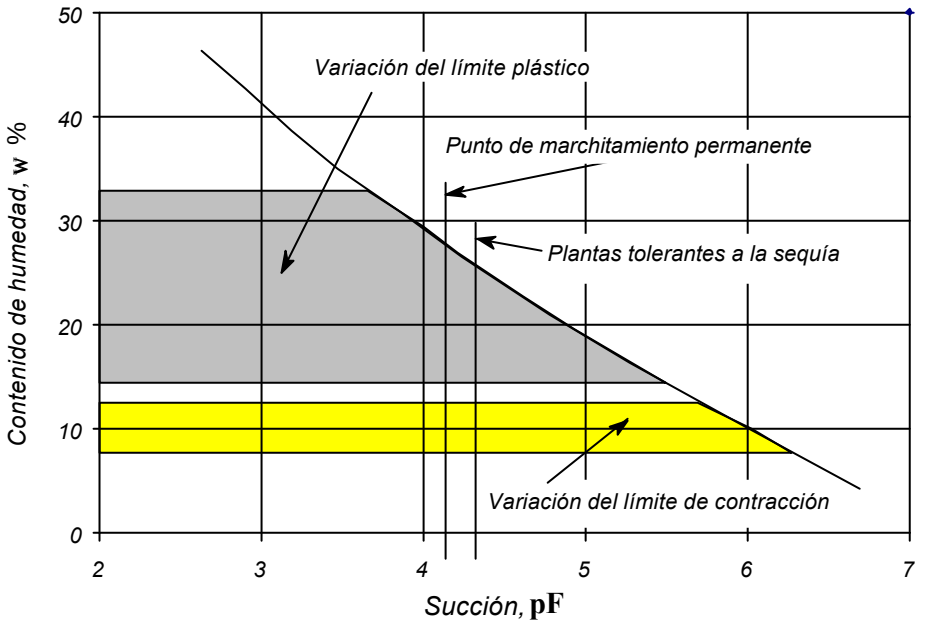


Figura H.7-3 – Relación entre la humedad natural y la succión para diferentes materiales arcillosos

H.7.3.3 - LIMITES DE CONSISTENCIA - La succión se relaciona con los límites de consistencia de un suelo determinado y varía según el tipo de tal suelo. En general, el límite plástico corresponde a succiones pF entre 4 y 5; y el límite de contracción a succiones pF entre 5 y 6. Nótese que la succión correspondiente al límite de marchitamiento es menor que el límite de contracción de la mayoría de los suelos (Véase la figura H.7-3).

H.7.3.4 - MOVIMIENTO DE LOS SUELOS - Como consecuencia del equilibrio dinámico entre la vegetación, los suelos y el clima, se desatan fenómenos de contracción y expansión que es preciso calcular según los procedimientos dados en este Reglamento.

H.7.3.4.1 - *Límites Prácticos* - Se ha establecido que para succiones pF superiores a 3.0 se desencadena un proceso de desecación; por el contrario para succiones pF inferiores a 3.0 se desencadena uno de expansión en suelos con el potencial correlativo.

H.7.4 - RELACION CON LAS EDIFICACIONES

H.7.4.1 - ACCION DE LA VEGETACION - Deben considerarse los siguientes aspectos:

(a) *Asentamientos* - Producidos por los árboles individualmente o en conjunto, cuando son sembrados en las cercanías de edificaciones y el suministro de agua es deficiente ya sea por el clima o por reducción excesiva del área descubierta expuesta a la lluvia.

(b) *Levantamientos* - Producidos cuando un sistema de suelo-vegetación, previamente equilibrado, es súbitamente desprovisto de su cobertura vegetal; al cesar la succión, aumenta la humedad hasta aproximarse a su nuevo punto de equilibrio con la consiguiente expansión.

(c) *Especies agresivas* - Especies particularmente agresivas buscan el agua bajo la cubierta propicia de la edificación y en algunos casos invaden con sus raíces las tuberías de los alcantarillados.

(d) *Cambios estacionales* - Los cambios estacionales del clima y, aún alteraciones más substanciales como el Fenómeno del Niño, producen un desequilibrio puntual del sistema.

H.7.4.2 - MEDIDAS PREVENTIVAS - Las medidas preventivas tienen que ver con la siembra de plantas ornamentales en nuevos proyectos y con el tratamiento de las especies ya sembradas. Estas son:

(a) *Control de especies agresivas* - Se consideran especies agresivas, aquellas originarias del extranjero, de zonas con climas particularmente severos. Se enuncian para estos efectos:

- Urapán (Fraxinus chinensis)
- Eucalipto (Eucalyptus mobulus, viminalis y camaldulensis)
- Sauce (Salix humboltiana
- Pino (Pinus patula, radiata, taedo)
- Acacia (Acacia melanoxylon)
- Cerezo (Pronus serotina)

(b) *Substitución selectiva de árboles dañinos* - Ciertos árboles manifiestamente dañinos por su acción deletérea sobre edificaciones, pavimentos juegos deportivos, zonas de esparcimiento deben ser substituidos.

(c) *Poda continuada* - La poda continuada, bajo la dirección de manos expertas, contribuye a mantener el follaje en un tamaño adecuado a su función y al espacio disponible.

(d) *Corte moderado de raíces* - Se recomienda esta práctica en relación con las raíces invasoras que penetran bajo los pavimentos, en los muros o en las tuberías del alcantarillado.

(e) *Suministro ponderado de agua* - El suministro de agua, sobre todo en la estación seca, es una medida sana cuando se cuenta con el líquido y se trata de especies que se quiere conservar.

(f) *Selección de especies* - En ausencia de disposiciones distritales o municipales, respecto a las especies adecuadas al clima y al tipo de suelos de la localidad, se deben evitar aquellas especies sobre las que históricamente se tenga evidencia acerca de su comportamiento nocivo.

APENDICE H-1
PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA LA DEFINICION DE LOS EFECTOS LOCALES

H-1.0 - NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
$\mathbf{d_c}$ = es la suma de los espesores de los $\mathbf{k}$ estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
$\mathbf{d_i}$ = espesor del estrato $\mathbf{i}$, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil
$\mathbf{d_s}$ = es la suma de los espesores de los $\mathbf{m}$ estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
$\mathbf{F_a}$ = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
$\mathbf{F_v}$ = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{9.8}$ m/s^2).
$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2.
$\mathbf{IP}$ = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D4318.
$\mathbf{N_i}$ = número de golpes por píe obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D1586, sin hacerle corrección alguna. El valor de $\mathbf{N_i}$ usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($\mathbf{R = f_a\ f_p\ R_0}$). Véase el Capítulo A.3.
$\mathbf{R_C}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de $\mathbf{T_C}$ en función del valor de $\mathbf{R}$. Definido en la ecuación H-1-8.
$\mathbf{s_{ui}}$ = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato $\mathbf{i}$, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D2850).
$\mathbf{T_C}$ = período de vibración al cual inicia la zona de velocidades constantes del espectro de aceleraciones, en s.
$\mathbf{T_L}$ = período de vibración al cual termina la zona de velocidades constantes del espectro de aceleraciones, en s.
$\mathbf{T_0}$ = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.
$\mathbf{v_{si}}$ = velocidad de la onda de cortante del suelo del estrato $\mathbf{i}$, en m/s
$\mathbf{w}$ = contenido de humedad en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D2216).

H-1.1 - GENERAL

H-1.1.1 - Los requisitos presentados en este Apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de amplificación de la onda sísmica. Aunque los presentes requisitos no son de obligatorio cumplimiento, su uso se permite dentro de las limitaciones que da el Capítulo A.2. Estos requisitos están fundamentados en numerosos registros acelerográficos obtenidos en diferentes tipos de perfil de suelo y conducen a resultados más representativos que los que se obtienen por medio de los procedimientos aproximados prescritos en la sección A.2.4 del Reglamento. Estas recomendaciones dan coeficientes de amplificación para la zona de períodos cortos del espectro, además de las recomendaciones para períodos largos. El espectro en roca está definido en función del parámetro, $\mathbf{A_a}$.

H-1.2 - METODOLOGIA

H-1.2.1 - **GENERAL** - El procedimiento prescribe dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos largos, respectivamente. En principio la metodología es aplicable a períodos de vibración que estén dentro del rango de 0.2 a 3.0 s.

H-1.2.2 - **TIPOS DE PERFIL DE SUELO** - El método define los cinco tipos de perfil de suelo presentados en la Tabla H-1-1. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice $\mathbf{i}$ que va desde $\mathbf{1}$ en la superficie, hasta $\mathbf{n}$ en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

H-1.2.3 - ESPECTRO DE DISEÑO - El método utiliza un espectro diferente al presentado en el Capítulo A.2 del Reglamento. Su utilización se define de la siguiente manera:

H-1.2.3.1 – ***Forma del espectro de aceleraciones*** - Cuando se utilicen los presentes requisitos la forma del espectro elástico de aceleraciones, $\mathbf{S_a}$, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura H-1-1 y se define a continuación:

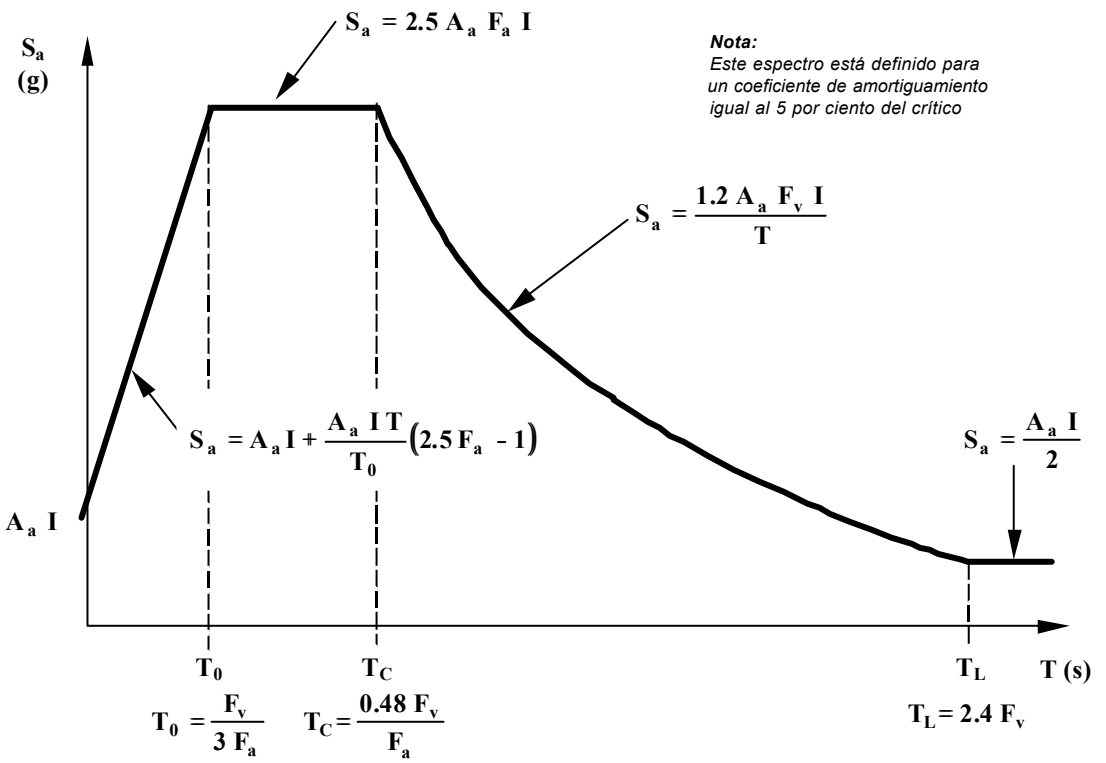


Figura H-1-1 - Espectro Elástico de Diseño

$$S_a = \frac{1.2\ A_a\ F_v\ I}{T} \qquad \textbf{(H-1-1)}$$

Para períodos de vibración menores de $\mathbf{T_C}$, calculado de acuerdo con la ecuación H-1-2, el valor de $\mathbf{S_a}$ puede limitarse al obtenido de la ecuación H-1-3.

$$T_C = \frac{0.48\ F_v}{F_a} \qquad \textbf{(H-1-2)}$$

y

$$S_a = 2.5\ A_a\ F_a\ I \qquad \textbf{(H-1-3)}$$

Para períodos de vibración mayores que $\mathbf{T_L}$, calculados de acuerdo con la ecuación H-1-4, el valor de $\mathbf{S_a}$ no puede ser menor que el dado por la ecuación H-1-5.

$$T_L = 2.4\ F_v \qquad \textbf{(H-1-4)}$$

y

$$S_a = \frac{A_a\ I}{2} \qquad \textbf{(H-1-5)}$$

Para períodos de vibración menores de T_0, calculado de acuerdo con la ecuación H-1-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación H-1-7.

$$T_0 = \frac{F_v}{3\ F_a} \qquad \textbf{(H-1-6)}$$

y

$$S_a = A_a\ I + \frac{A_a\ I\ T}{T_0}\left(2.5\ F_a - 1\right) \qquad \textbf{(H-1-7)}$$

H-1.2.3.2 – *Empleo del coeficiente de disipación de energía,* R – El coeficiente de disipación de energía, R_C, a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza el presente espectro tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R ($R = f_a\ f_p\ R_0$), para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura H-1-2. El valor de R_C está descrito por la ecuación H-1-8:

$$R_C = \left(R - 1\right)\frac{T}{T_0} + 1 \ \pounds\ R \qquad \textbf{(H-1-8)}$$

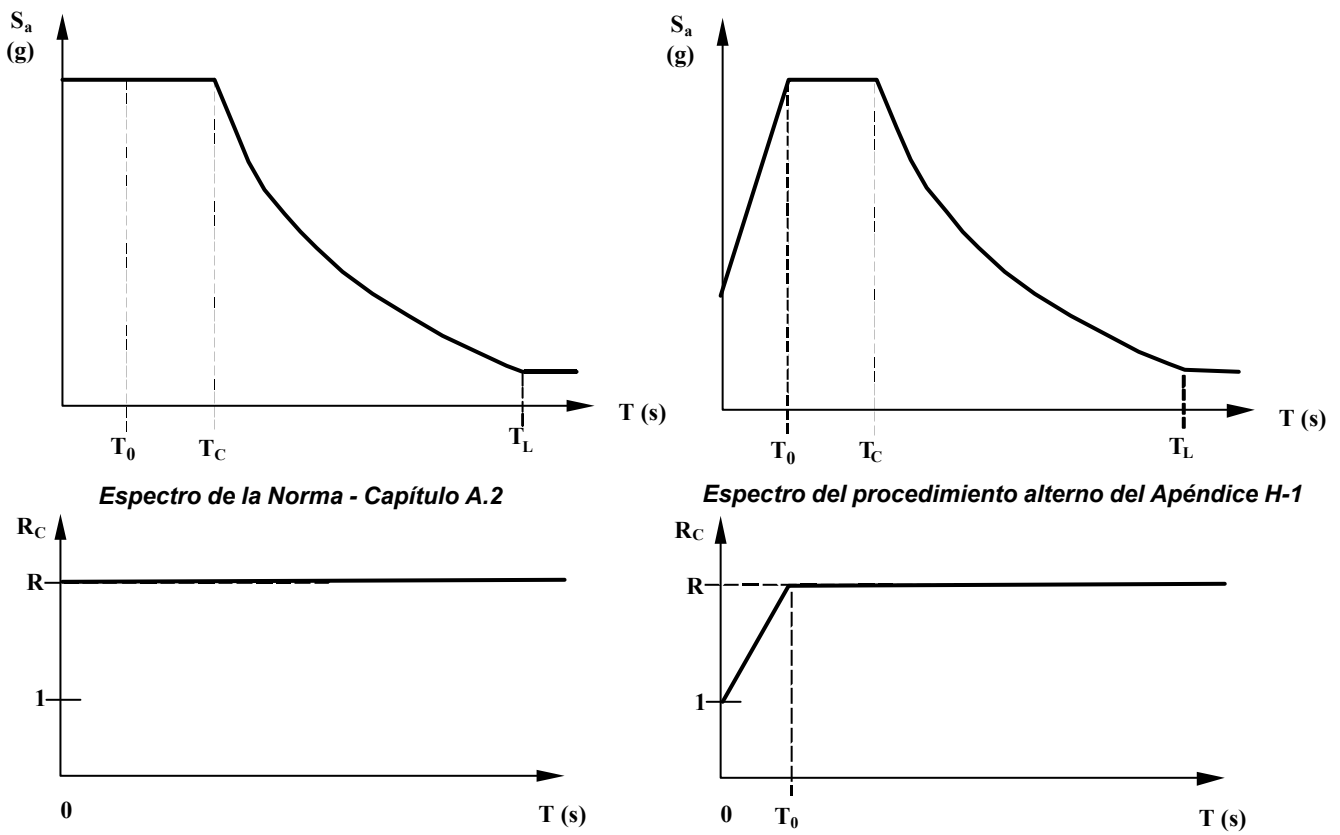


Figura H-1-2 – Variación del coeficiente de disipación de energía R

H-1.3 - PARAMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICION DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO

H-1.3.1 - **GENERAL** - A continuación se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo en los 30 m superiores del mismo. Estos parámetros son la velocidad media de la onda de cortante, $\bar{v}_s$, en m/s, el

número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\overline{N}$, en golpes/píe, o cuando se trate de estratos de suelos no cohesivos; el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\overline{N}_{ch}$, en golpes/píe, la resistencia media al corte obtenida del ensayo no drenado en los estratos de suelos cohesivos, $\overline{s}_u$, en kPa. Además se emplean el Indice de Plasticidad (**IP**), y el contenido de humedad en porcentaje, **w**.

H-1.3.2 - VELOCIDAD MEDIA DE LA ONDA DE CORTANTE - La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\overline{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}} \qquad \textbf{(H-1-9)}$$

donde:

v_{si} = velocidad de la onda de cortante del suelo del estrato **i**, en m/s

d_i = espesor del estrato **i**, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$\sum_{i=1}^{n} d_i$ = 30 m siempre

H-1.3.3 - NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

H-1.3.3.1 - ***Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo*** - El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo se obtiene por medio de:

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \textbf{(H-1-10)}$$

donde:

N_i = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D1586, sin hacerle corrección alguna, correspondiente al estrato **i**. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

H-1.3.3.2 - ***Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos*** - En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los **m** estratos de suelos no cohesivos:

$$\overline{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \textbf{(H-1-11)}$$

donde:

d_s = es la suma de los espesores de los **m** estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

H-1.3.4 - RESISTENCIA MEDIA AL CORTE - Para la resistencia al corte obtenida del ensayo no drenado en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los **k** estratos de suelos cohesivos:

$$\overline{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}} \qquad \textbf{(H-1-12)}$$

donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D2850).

H-1.3.5 - INDICE DE PLASTICIDAD - En la clasificación de la los estratos de arcilla se emplea el Indice de Plasticidad (**IP**), el cual se obtienen cumpliendo la norma ASTM D4318.

H-1.3.6 - CONTENIDO DE HUMEDAD - En la clasificación de la los estratos de arcilla se emplea el contenido de humedad en porcentaje, **w**, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D2216).

H-1.4 - DEFINICION DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO

H-1.4.1 - **GENERAL** - El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo medidos en el sitio que se describieron en la Sección H-1.3. La clasificación se da en la Tabla H-1.1.

Tabla H-1-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s$ > 1500 m/s
B	Perfil de roca de cualquier espesor	1500 m/s > $\bar{v}_s$ > 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s$ > 360 m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N}$ > 50, o $\bar{s}_u$ > 100 kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s$ > 180 m/s
	perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N}$ > 15, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$ > 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil de cualquier espesor que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 25 kPa (≈0.25 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases. F_1 - Suelos vulnerables a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 - Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Indice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

H-1.4.2 - PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACION - El procedimiento para definir el perfil es el siguiente:

H-1.4.2.1 - *Paso 1* - Deben primero verificarse las categorías de perfil de suelo tipo **F**. Si el suelo cae dentro de la clasificación de perfil de suelo tipo **F**, debe realizarse un estudio de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista.

H-1.4.2.2 - *Paso 2* - Debe verificarse la existencia de un espesor total de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 25 kPa (0.25 kgf/cm²), un contenido de humedad, **w**, mayor del 40%, y un índice de plasticidad, **IP**, mayor de 20. Si hay un espesor total de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo **E**.

H-1.4.2.3 - *Paso 3* - Utilizando uno de los tres criterios: $\bar{v}_s$, $\bar{N}$, o $\bar{s}_u$, se clasifica el perfil. En caso de que se utilice el criterio basado en $\bar{s}_u$ y el criterio $\bar{N}_{ch}$ indica otro perfil, en ese caso se debe utilizar el perfil de suelos más blandos, por ejemplo asignando un perfil tipo **E** en vez de tipo **D**. En la Tabla H-1-2 se resumen los tres criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

(a) $\bar{v}_s$ en los 30 m superiores del perfil,

(b) $\bar{N}$ en los 30 m superiores del perfil, o

(c) $\bar{N}_{ch}$ para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando **IP** < 20, o el promedio ponderado $\bar{s}_u$ en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen **IP** > 20.

H-1.4.2.4 – *Velocidad de la onda de cortante en roca* – La roca competente del perfil tipo **A**, debe definirse por medio de mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que sabe que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir $\bar{v}_s$. La velocidad de la onda de cortante en roca, para el perfil Tipo **B**, debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotecnista para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, deben medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo **C**. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo **A** o **B**.

Tabla H-1-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

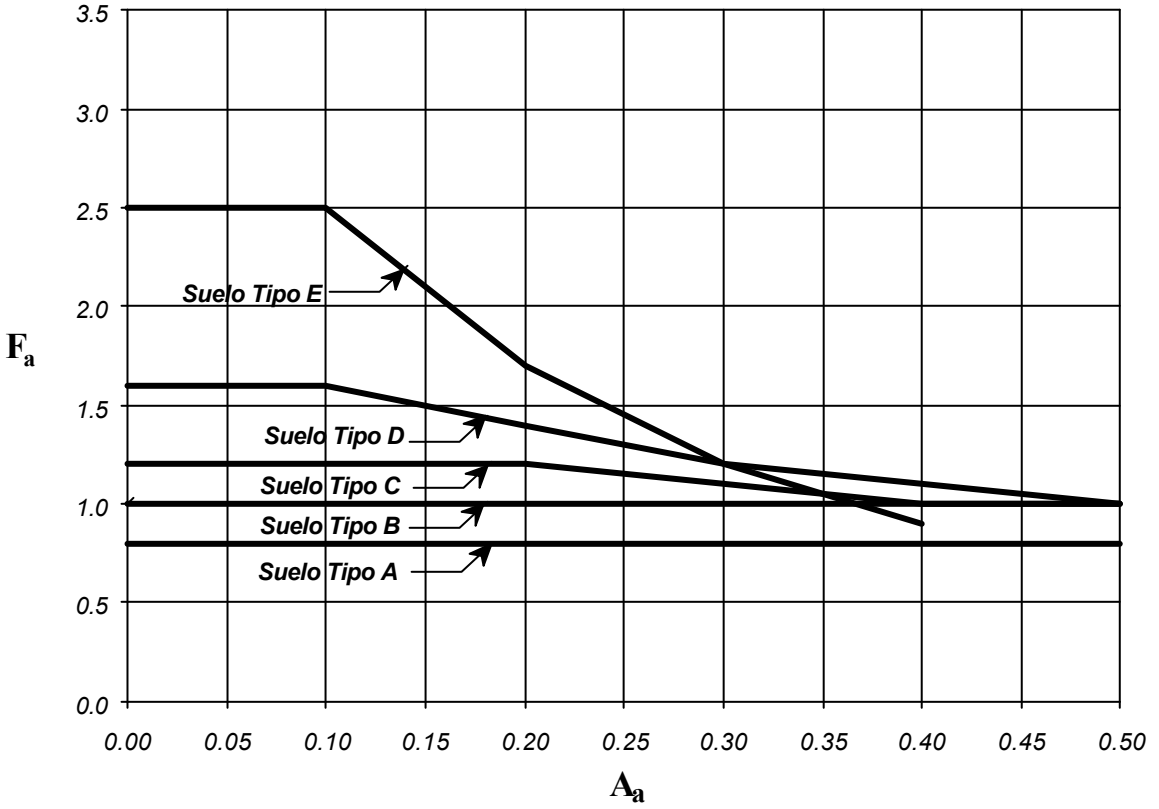
Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

En la Tabla H-1-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0, como muestra la Figura H-1-3. Se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla H-1-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	A_a £ 0.1	A_a = 0.2	A_a = 0.3	A_a = 0.4	A_a ³ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	nota
F	nota	nota	nota	nota	nota

nota: debe realizarse una investigación geotécnica para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.



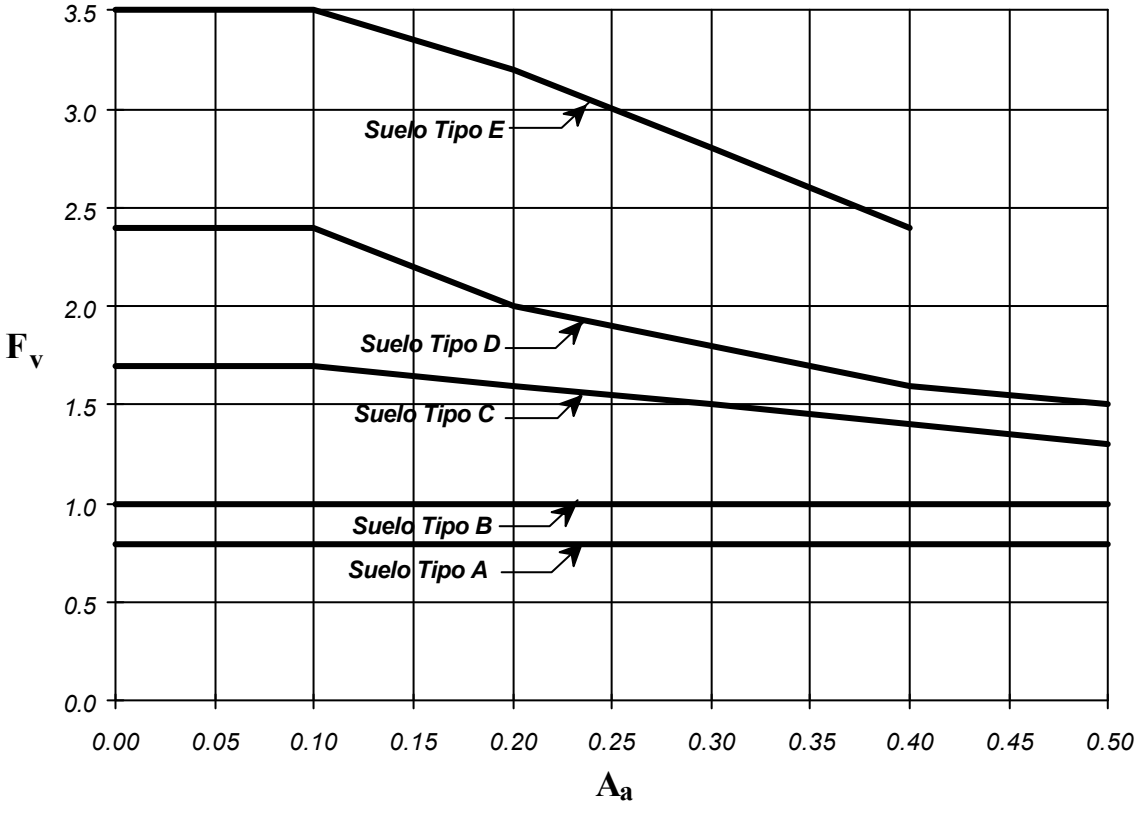
Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro
Figura H-1-3

En la Tabla H-1-4 se dan los valores de del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 s. Estos coeficientes se presentan también en la Figura H-1-4. Se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla H-1-4 - Valores del coeficiente F_v, para la zona de periodos largos del espectro

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	A_a £ 0.1	A_a = 0.2	A_a = 0.3	A_a = 0.4	A_a ³ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	nota
F	nota	nota	nota	nota	nota

nota: debe realizarse una investigación geotécnica para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.



Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro
Figura H-1-4

TITULO I
SUPERVISION TECNICA

CAPITULO I.1
GENERALIDADES

I.1.1 - DEFINICIONES

I.1.1.1 - Las definiciones que se dan a continuación, transcriben las dadas en la Ley 400 de 1997 y amplían las que se dan en el Capítulo A.13 del Reglamento, donde deben consultarse las definiciones de otros términos utilizados en el presente Título.

Acabados o elementos no estructurales - Partes o componentes de una edificación que no pertenecen a la estructura o a su cimentación.

Constructor - Es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, bajo cuya responsabilidad se adelanta la construcción de la edificación.

Desempeño de los elementos no estructurales - Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte.

Diseñador arquitectónico - Es el arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación y quien los firma o rotula.

Diseñador de los elementos no estructurales - Es el profesional, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador estructural - Es el ingeniero civil, facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Edificación - Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Estructura - Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales.

Grupo de uso - Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo o cualquier tipo de desastre.

Ingeniero geotecnista - Es el ingeniero civil, quien firma el estudio geotécnico y, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

Propietario - Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción.

Supervisión técnica - Se entiende por Supervisión Técnica la verificación de la sujeción de la construcción de la estructura de la edificación a los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador de los elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño sísmico requerido. La supervisión técnica puede ser realizada por el interventor, cuando a voluntad del propietario se contrate una interventoría de la construcción.

Supervisión técnica continua - Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una

manera permanente.

Supervisión técnica itinerante - Es aquella en la cual el supervisor técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente.

Supervisor técnico - El supervisor técnico es el profesional, ingeniero civil o arquitecto, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. Parte de las labores de supervisión puede ser delegada por el supervisor en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y responsabilidad. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría.

I.1.2 - OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISION TECNICA

I.1.2.1 - De acuerdo con lo requerido por el Título V de la Ley 400 de 1997 en su Artículo 18, la construcción de la estructura de edificaciones cuya área construida, independientemente de su uso, sea mayor de 3000 m², debe someterse a una supervisión técnica, realizada de acuerdo con los requisitos del Título V de la Ley 400 de 1997 y del Título I del presente Reglamento.

> **I.1.2.1.1** - Según lo establecido en el Parágrafo 1 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E del presente Reglamento, siempre y cuando sean menos de 15 unidades de vivienda.
>
> **I.1.2.1.2** - El Parágrafo 2 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, autoriza al diseñador estructural, o al ingeniero geotecnista para exigir, de acuerdo con su criterio, supervisión técnica en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.
>
> **I.1.2.1.3** - En el Parágrafo 3 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se establece que el Curador o las oficinas o dependencias Distritales o Municipales, dentro de su jurisdicción y de acuerdo con el alcance y los procedimientos que establezca la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" pueden exonerar de la supervisión técnica a aquellas personas, naturales o jurídicas, que demostrando su idoneidad, experiencia y solvencia moral y económica, establezcan sistemas de control de calidad total, bajo la dirección de un ingeniero civil que cumpla los requisitos del Capítulo V del Título VI de la Ley 400 de 1997.

I.1.2.2 - En aquellos casos en que no se requiera supervisión técnica el Artículo 19 de la Ley 400 de 1997, indica que el constructor tiene la obligación de realizar los controles mínimos de calidad que la Ley y el presente Reglamento requiere para los diferentes materiales estructurales y elementos no estructurales.

I.1.2.3 - De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de atención a la comunidad (Grupos de Uso **III** y **IV**) independientemente de su área, deben someterse a una supervisión técnica.

I.1.3 - ALCANCE DE LA SUPERVISION TECNICA

I.1.3.1 - El alcance mínimo que debe cubrir la supervisión técnica, así como los controles mínimos exigidos, están definidos en el Capítulo I.2.

I.1.4 - CUALIDADES QUE DEBE TENER EL SUPERVISOR TECNICO

I.1.4.1 - El supervisor técnico debe ser un profesional que reúna las calidades exigidas el Capítulo 5 del Titulo VI de la Ley 400 de 1997.

I.1.5 - REGLAMENTACIONES ADICIONALES

I.1.5.1 - En el Apéndice I-A, que se incluye al final del presente Título, no tiene carácter obligatorio. En él se indica el procedimiento recomendado para realizar las labores de supervisión técnica, y puede servir de guía a quienes las lleven a cabo o a quienes las contraten, mientras la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" las reglamenta según lo dispuesto en la Ley 400 de 1997. ►

CAPITULO I.2
ALCANCE DE LA SUPERVISION TECNICA

I.2.1 - GENERAL

I.2.1.1 - Dentro del presente Capítulo de fija el alcance mínimo que debe tener la supervisión técnica y los controles mínimos que deben llevarse a cabo como parte de las labores de supervisión técnica.

I.2.1.2 - La supervisión técnica solo hace referencia a la construcción del sistema estructural de la edificación y a la construcción de los elementos no estructurales cubiertos por el Capítulo A.9 del presente Reglamento.

I.2.2 - DOCUMENTACION DE LAS LABORES DE SUPERVISION TECNICA

I.2.2.1 - El supervisor técnico deberá llevar un registro escrito de sus labores en donde se incluyen todos los controles realizados de acuerdo con lo exigido en el presente Capítulo. El registro escrito comprende, como mínimo, los siguientes documentos:

(a) las especificaciones de construcción y sus adendos,

(b) el programa de control de calidad exigido por el supervisor técnico, debidamente confirmado en su alcance por el propietario y el constructor,

(c) resultados e interpretación de los ensayos de materiales exigidos por este Reglamento, o adicionalmente por el programa de supervisión técnica,

(d) toda la correspondencia derivada de las labores de supervisión técnica, incluyendo: las notificaciones al constructor acerca de las posibles deficiencias en materiales, procedimientos constructivos, equipos y mano de obra; y los correctivos ordenados; las contestaciones, informes acerca de las medidas correctivas tomadas, o descargos del constructor a las notificaciones emanadas del supervisor técnico,

(e) los conceptos emitidos por los diseñadores a las notificaciones del supervisor técnico o del constructor,

(f) todos los demás documentos que por su contenido permitan establecer que la construcción de la estructura de la edificación y/o de los elementos no estructurales cubiertos por este código, se realizó de acuerdo con lo requisitos dados en él, y

(g) una constancia expedida por el supervisor técnico en la cual manifieste inequívocamente que la construcción de la estructura y de los elementos no estructurales cubiertos por este Reglamento, se realizó de acuerdo con el Reglamento y que las medidas correctivas tomadas durante la construcción, si las hubiere, llevaron la estructura al nivel de calidad requerido por el Reglamento. Esta constancia debe ser suscrita además por el constructor y el propietario.

I.2.2.2 - El supervisor técnico debe entregar, como culminación de sus labores, una copia del registro escrito mencionado en I.2.2.1, al propietario y al constructor de la estructura y de los elementos no estructurales cubiertos por el Reglamento. El supervisor técnico debe conservar este registro escrito al menos por cinco años contados a partir de la terminación de la construcción y de su entrega al propietario y al constructor.

I.2.2.2.1 - Cuando se trate de edificaciones cubiertas por el régimen de copropiedad, el propietario, a nombre del cual se haya expedido la licencia de construcción, debe hacer entrega de una copia de los documentos de la supervisión técnica a la copropiedad.

I.2.3 - ALCANCE DE LA SUPERVISION TECNICA

I.2.3.1 - El alcance de la supervisión técnica debe, como mínimo, cubrir los siguientes aspectos:

(a) Aprobación de un programa de control de calidad de la construcción de la estructura de la edificación, o de los elementos no estructurales, cuando su grado de desempeño así lo requiera. Este programa de control de calidad debe ser propuesto por el constructor.

(b) Aprobación del laboratorio, o laboratorios, que realicen los ensayos de control de calidad.

(c) Realizar los controles exigidos por el Reglamento para los materiales estructurales empleados, y los indicados en I.2.4.

(d) Aprobación de los procedimientos constructivos propuestos por el constructor.

(e) Exigir a los diseñadores el complemento o corrección de los planos, cuando estos estén incompletos, indefinidos, o tengan omisiones o errores.

(f) Solicitar al ingeniero geotecnista las recomendaciones complementarias al estudio geotécnico cuando se encuentren situaciones no previstas en él.

(g) Mantener actualizado un registro escrito de todas las labores realizadas, de acuerdo con lo establecido en I.2.2.1.

(h) Velar en todo momento por la obtención de la mejor calidad de la obra.

(i) Prevenir por escrito al constructor sobre posibles deficiencias en la mano de obra, equipos, procedimientos constructivos y materiales inadecuados y vigilar porque se tomen los correctivos necesarios.

(j) Recomendar la suspensión de labores de construcción de la estructura cuando el constructor no cumpla o se niegue a cumplir con los planos, especificaciones y controles exigidos, informando, por escrito, a las autoridades municipales o distritales que expidieron la licencia de construcción.

(k) Rechazar las partes de la estructura que no cumplan con los planos y especificaciones.

(l) Ordenar los estudios necesarios para evaluar la seguridad de la parte o partes afectadas y ordenar las medidas correctivas correspondientes, supervisando los trabajos de reparación.

(m) En caso de no ser posible la reparación, recomendar la demolición de la estructura a las autoridades municipales o distritales que expidieron la licencia de construcción.

(n) Expedir la constancia de que habla el literal (g) de I.2.2.1.

I.2.4 - CONTROLES EXIGIDOS

I.2.4.1 - El supervisor técnicos debe realizar dentro del alcance de sus trabajos, los controles enumerados en I.2.4.2 a I.2.4.6.

I.2.4.2 - CONTROL DE PLANOS - El control de planos consistirá, como mínimo, en constatar la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada, con los planos del proyecto.

I.2.4.3 - CONTROL DE ESPECIFICACIONES - La construcción de la estructura debe llevarse a cabo cumpliendo como mínimo, las especificaciones técnicas contenidas dentro del Reglamento para cada uno de los materiales cubiertos por él y las emanadas de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, además de las particulares contenidas en los planos y especificaciones producidas por los diseñadores, las cuales en ningún caso podrán ser contrarias a lo dispuesto en el Reglamento.

I.2.4.4 - CONTROL DE MATERIALES - El supervisor técnico exigirá que la construcción de la estructura se realice utilizando materiales que cumplan con los requisitos generales y las normas técnicas de calidad establecidas por el Reglamento para cada uno de los materiales estructurales o los tipos de elemento estructural. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2-1:

Tabla I.2-1
Requisitos de control de materiales

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Muros divisorios, acabados y elementos no estructurales	Peso	B.3.4, B.3.5 y B.3.6
	Desempeño sísmico	Capítulo A.9
Concreto estructural	Normas técnicas	C.1.5 y C.3.8
	Ensayo de materiales	C.3.1
	Cemento	C.3.2
	Agregados	C.3.3
	Agua	C.3.4
	Acero de refuerzo	C.3.5 y C.21.2.5
	Aditivos	C.3.6
	Evaluación y aceptación del concreto	C.5.6
Mampostería estructural	Normas técnicas	D.2.3
	Unidades de concreto	D.3.6
	Unidades de arcilla	D.3.6
	Unidades sílico-calcáreas	D.3.6
	Cemento y cal	D.3.2
	Acero de refuerzo	D.3.3
	Muestreo y ensayos	D.3.7 y D.3.8
Casas de uno y dos pisos	Unidades de mampostería	E.2.2
	Morteros de pega e inyección	E.2.3
	Materiales elementos de confinamiento	E.3.2
Estructuras metálicas	Acero estructural	F.2.1.3.1 y F.2.1.3.2
	Fundición y piezas forjadas de acero	F.2.1.3.3
	Pernos, arandelas y tuercas	F.2.1.3.4 y F.2.1.3.5
	Metal de aporte y fundente para soldadura	F.2.1.3.6
	Remaches	F.2.1.3.8
	Acero del sistema de resistencia sísmica	F.3.4
	Acero en miembros formados en frío	F.6.1.3
	Aluminio	F.7.1.4
Estructuras de madera	Madera	G.1.3
	Uniones	Capítulo G.6

I.2.4.5 - ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD - El supervisor técnico dentro del programa de control de calidad le aprobará al constructor la frecuencia de toma de muestras y el número de ensayos que debe realizarse en un laboratorio o laboratorios previamente aprobados por él. El supervisor debe realizar una interpretación de los resultados de los ensayos realizados, definiendo explícitamente la conformidad de los materiales con las normas técnicas exigidas. Como mínimo deben realizarse los ensayos que fija el Reglamento y las normas técnicas complementarias mencionadas en él. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2-2:

Tabla I.2-2
Requisitos para ensayos de control de calidad

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Concreto estructural	Normas técnicas	C.1.5 y C.3.8
	Definiciones	C.2.1
	Ensayo de materiales	C.3.1
	Refuerzo de acero	C.3.5 y C.21.2.5
	Requisitos de durabilidad	Capítulo C.4
	Dosificación de las mezclas de concreto	C.5.2
	Evaluación y aceptación del concreto	C.5.6
	Evaluación y aceptación del refuerzo	C.3.5.8
	Diámetros mínimos de doblamiento	C.7.2
	Condiciones del doblamiento	C.7.3
	Elementos prefabricados	Capítulo C.16
	Elementos preesforzados	Capítulo C.18
	Tanques	Capítulo C.20
	Concreto simple	Capítulo C.22
Mampostería estructural	Morteros de pega e inyección	D.3.4 y D.3.5
	Refuerzos metálicos	D.3.3
	Muestreo y ensayos	D.3.8
	Normas técnicas	D.2.3
	Definiciones	D.2.5
	Determinación de la resistencia	D.3.7
	Evaluación y aceptación de la resistencia	D.3.8
	Colocación del mortero de inyección	D.4.5
	Construcción de mampostería de cavidad	D.6.5
	Construcción de mampostería confinada	D.10.1, D.10.3 y D.10.5
	Construcción de muros diafragma	D.11.5
Casas de uno y dos pisos	Unidades de mampostería	E.2.2
	Morteros de pega e inyección	E.2.3
	Materiales elementos de confinamiento	E.3.2
Estructuras metálicas	Acero estructural Soldaduras y pernos	F.2.1.3 y F.2.13.5 F.2.13.5.3, F.2.13.5.4, F.2.10, F.6.5, F.7.9 y F.7.10
	Ensayos especiales	F.6.6 y F.7.4
Estructuras de madera	Madera	G.1.3 y Apéndice G-A
	Uniones	Capítulo G.6

I.2.4.6 - CONTROL DE EJECUCION - El supervisor técnico deberá inspeccionar y vigilar todo lo relacionado con la ejecución de la obra, incluyendo, como mínimo:

- replanteo,
- dimensiones geométricas,
- condiciones de la cimentación y su concordancia con lo indicado en estudio geotécnico,
- colocación de formaletas y obras falsas, y su bondad desde el punto de vista de seguridad y capacidad de soportar las cargas que se les impone,
- colocación de los aceros de refuerzo y/o preesfuerzo,
- mezclado, transporte y colocación del concreto,
- alzado de los muros de mampostería, sus refuerzos, morteros de pega e inyección,
- elementos prefabricados,
- estructuras metálicas, incluyendo sus soldaduras, pernos y anclajes, y
- en general todo lo que conduzca a establecer que la obra se ha ejecutado de acuerdo con los planos y especificaciones.

Deben cumplirse los requisitos de ejecución dados por el Reglamento. Puede utilizarse como guía la relación parcial presentada en la tabla I.2-3:

Tabla I.2-3
Requisitos de ejecución de la construcción

Material o elemento estructural	Tema	Referencia
Muros divisorios, acabados y elementos no estructurales	Peso	B.3.4, B.3.5 y B.3.6
	Desempeño sísmico	Capítulo A.9
Concreto estructural	Almacenamiento de materiales	C.3.7
	Dosificación de las mezclas de concreto	C.5.2
	Equipo y colocación del concreto	C.5.7
	Mezclado del concreto	C.5.8
	Transporte del concreto	C.5.9
	Colocación del concreto	C.5.10
	Curado del concreto	C.5.11
	Requisitos para clima frío y cálido	C.5.12 y C.5.13
	Diseño de formaletas	C.6.1
	Remoción de formaletas y cimbras	C.6.2
	Conductos y tuberías embebidas	C.6.3
	Juntas de construcción	C.6.4
	Ganchos estándar	C.7.1 y C.7.2
	Condiciones del doblamiento	C.7.3
	Limpieza del refuerzo	C.7.4
	Tolerancias de colocación del refuerzo	C.7.5
	Tolerancias de separación entre barras	C.7.6
	Recubrimiento del refuerzo	C.7.7
	Refuerzo de retracción y temperatura	C.7.12
	Anclajes mecánicos	C.12.6 y Capítulo C.23
	Empalmes soldados	C.12.14.3 y C.21.2.6
	Elementos prefabricados	Capítulo C.16
	Elementos preesforzados	Capítulo C.18
	Pruebas de carga	Capitulo C.19
	Tanques	Capítulo C.20
	Concreto simple	Capítulo C.22
Mampostería estructural	Supervisión Técnica	D.1.3
	Morteros de pega e inyección	D.3.4 y D.3.5
	Preliminares de la construcción	D.4.2
	Construcción de cimentaciones	D.4.3
	Construcción de muros	D.4.4
	Tolerancias	D.4.4
	Colocación del mortero de inyección	D.4.5
	Construcción de mampostería de cavidad	D.6.5
	Construcción de mampostería confinada	D.10.1, D.10.3 y D.10.5
	Construcción de muros diafragma	D.11.5
Casas de uno y dos pisos	Construcción e inspección	Capítulo E.6
Estructuras metálicas	Soldaduras y pernos	F.2.10, F.6.5, F.7.9 y F.7.10
	Fabricación montaje y control de calidad	F.2.13
	Supervisión técnica	F.3.10
Estructuras de madera	Madera	G.1.2
	Uniones	Capítulo G.6
Cimentación	Construcción e inspección	Capítulo C.15 y Titulo H
Supervisión técnica	Ejecución	Título I

CAPITULO I.3
IDONEIDAD DEL SUPERVISOR TECNICO
Y SU PERSONAL AUXILIAR

I.3.1 - GENERAL

I.3.1.1 - En los Capítulos 1 y 5 del Título VI de la Ley 400 de 1997 se establecen las calidades y requisitos que deben cumplir los profesionales que lleven a cabo labores de supervisión técnica.

I.3.1.2 - De acuerdo con lo indicado en el Artículo 24, de la Ley 400 de 1997 la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, dentro de sus funciones fijará los mecanismos y procedimientos para demostrar, ante la misma Comisión, la experiencia profesional, la idoneidad y el conocimientos de los aspectos relacionados con el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes establecidos en la Ley 400 de 1997 y sus Reglamentos, de los profesionales que realicen labores de supervisión técnica.

I.3.2 - DEL SUPERVISOR TECNICO

I.3.2.1 - PROFESION - De acuerdo con lo requerido por el Artículo 35 de la Ley 400 de 1997, el supervisor técnico debe ser un profesional, ingeniero civil o arquitecto, con matricula profesional. Solo para el caso de estructuras metálicas, el supervisor podrá ser Ingeniero Mecánico, igualmente matriculado e inscrito.

I.3.2.2 - EXPERIENCIA - De acuerdo con lo requerido por el Artículo 36 de la Ley 400 de 1997, el supervisor técnico debe acreditar, ante la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio profesional, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para ese fin, en una, o varias, de las siguientes actividades: diseño estructural, construcción, interventoría, o supervisión técnica.

I.3.2.3 - INDEPENDENCIA - El Artículo 37 de la Ley 400 de 1997 exige que el supervisor técnico sea laboralmente independiente del constructor de la estructura, o de los elementos no estructurales cubiertos por el Reglamento.

I.3.3 - DEL PERSONAL AUXILIAR

I.3.3.1 - GENERAL - De acuerdo con lo establecido en el Artículo 38 de la Ley 400 de 1997, las calificaciones y experiencia requeridas del personal profesional y no profesional, como inspectores, controladores y técnicos, se dejan a juicio del supervisor técnico, pero deben estar acordes con las labores encomendadas, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

I.3.3.2 - DIRECCION Y RESPONSABILIDAD - El supervisor técnico puede delegar algunas de las labores de supervisión técnica en personal auxiliar, pero siempre bajo su dirección y responsabilidad, según lo establece el Artículo 22 de la Ley 400 de 1997.

I.3.3.3 - RESIDENTES DE SUPERVISION TECNICA - Cuando se trate de personal profesional que ejerza la función de residente de supervisión técnica, ellos deben ser ingenieros civiles, o arquitectos, debidamente matriculados. La experiencia requerida se deja a juicio del supervisor técnico, pero debe ser conmensurable con las labores que se le encomienden, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

APENDICE I-A
RECOMENDACIONES PARA EL EJERCICIO DE LA SUPERVISION TECNICA

I-A.1 - GENERALIDADES

I-A.1.1 - PROPOSITO Y ALCANCE - Las presentes recomendaciones no hacen parte del Reglamento y por lo tanto no son obligatorias; no obstante, se han incluido con el fin de guiar a aquellos profesionales que realicen la supervisión técnica de la construcción de estructuras cubiertas por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento y para facilitar el alcance contractual que deben fijar las personas o entidades que la contraten.

I-A.1.2 - DEFINICIONES - Deben consultarse las definiciones dadas en el Capítulo A.13 y especialmente las de I.1.1.

I-A.2 - ALCANCE RECOMENDADO DE LA SUPERVISION TECNICA

I-A.2.1 - GRADOS DE SUPERVISION - Se establecen dos grados de supervisión: Grado A (Continua) y Grado B (Itinerante). El grado de supervisión que se recomienda emplear depende de las características de la construcción, del grupo de uso al que pertenezca, del sistema estructural y del área de construcción.

I-A.2.2 - GRADO A - SUPERVISION TECNICA CONTINUA - Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una manera permanente. El supervisor técnico debe realizar visitas frecuentes a la construcción, y además debe destacar en la obra personal auxiliar, profesional y no profesional, con el fin de supervisar de una manera continua las operaciones de construcción. Se debe asignar un residente de supervisión técnica, el cual es una persona auxiliar profesional de asistencia permanente en la obra. Se recomienda efectuar los controles indicados en I-A.3 para este grado de supervisión técnica.

I-A.2.3 - GRADO B - SUPERVISION TECNICA ITINERANTE - Es aquella en la cual el supervisor técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente. Durante algunas de las operaciones de construcción el supervisor técnico, o su auxiliar profesional, debe asistir personalmente para verificar la adecuada ejecución de la obra. En este grado de supervisión no es necesario designar personal auxiliar residente en la obra. Se recomienda que el supervisor técnico lleve a cabo, como mínimo, los controles indicados en I-A.3 para este grado de supervisión técnica.

I-A.2.4 - GRADO DE SUPERVISION TECNICA RECOMENDADO - Se recomienda emplear el grado de supervisión técnica compatible con las características de la edificación indicadas en la tabla I-A-1. Para definir el grado de supervisión técnica, deben tomarse en cuenta el área de la construcción, el material que se emplee en el sistema estructural de resistencia sísmica, la capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, tal como la define el Reglamento, y el Grupo de Uso al que pertenezca la edificación, de acuerdo con lo indicado en A.2.5 del Reglamento.

I-A.3 - PROCEDIMIENTOS DE CONTROL

I-A.3.1 - CONTROL DE PLANOS - El control de los planos recomendado, para los dos grados de supervisión técnica, debe consistir, como mínimo, en los siguientes aspectos:

- grado de definición (completos o incompletos)
- definición de dimensiones, cotas y niveles,
- consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles,
- consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas,
- adecuada definición de las calidades de los materiales,
- cargas de diseño debidamente estipuladas,

- en casos especiales, instrucciones sobre obra falsa, procedimientos de control de la colocación del concreto, procedimientos de descimbrado, colocación del concreto, aditivos, tolerancias dimensionales, niveles de tensionamiento,
- concordancia con los planos arquitectónicos y demás planos técnicos,
- definición en los planos arquitectónicos del grado de desempeño de los elementos no estructurales, y
- en general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

Tabla I-A-1
GRADO DE SUPERVISION TECNICA RECOMENDADO

Material estructural	Area Construida	Capacidad de disipación de energía sísmica del sistema estructural	Control de calidad realizado por el constructor	***A*** Supervisión Técnica Itinerante	***B*** Supervisión Técnica Continua
Concreto Estructural y Madera	menos de 3000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*	Grupos de Uso **I** y **II**	Grupos de Uso **III** y **IV**	
		Especial (DES)	Grupos de Uso **I** y **II**	Grupos de Uso **III** y **IV**	
	entre 3000 m² y 6000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*		Grupos de Uso **I** y **II**	Grupos de Uso **III** y **IV**
		Especial (DES)			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
	mas de 6000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
		Especial (DES)			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
Mampostería y Estructura Metálica	menos de 3000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*	Grupos de Uso **I** y **II**	Grupos de Uso **III** y **IV**	
		Especial (DES)	Grupos de Uso **I** y **II**	Grupos de Uso **III** y **IV**	
	entre 3000 m² y 6000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
		Especial (DES)			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
	mas de 6000 m²	*Mínima (DMI) y Moderada (DMO)*			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**
		Especial (DES)			Grupos de Uso **I**, **II**, **III** y **IV**

Notas:
1 – Están exentas de Supervisión Técnica de la construcción, según el Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones con menos de 3000 m² de área construida.
2 – Las estructuras de edificaciones de los grupos de uso III y IV, independientemente de su área, según el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, deben someterse a Supervisión Técnica de la construcción.
3 – El diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, Según el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, pueden exigir Supervisión Técnica de la construcción, independientemente del área, según la complejidad, procedimientos constructivos o materiales empleados.
4 – Las estructuras diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento, según el Parágrafo 1° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, están exentas de Supervisión Técnica, siempre y cuando se trate de menos de 15 unidades de vivienda.

I-A.3.2 - ESPECIFICACIONES TECNICAS - Lo indicado en la presente sección se recomienda para los dos los grados de supervisión técnica. La construcción de las estructuras debe ejecutarse cumpliendo como mínimo las especificaciones indicadas en la Ley 400 de 1997 y sus Decretos Reglamentarios, las emanadas de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, además de las contenidas en los planos del proyecto, en el estudio geotécnico, y en las especificaciones particulares que se establezcan para cada caso. El supervisor técnico debe recopilar las especificaciones técnicas establecidas que se deben cumplir la construcción,

para lo cual debe elaborar un documento escrito que las contenga, y entregar una copia al constructor. Estas especificaciones deberán ser aprobadas por el propietario y confirmadas por el constructor antes del inicio de la obra.

I-A.3.2.1 - En tanto la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes adopte unas nuevas especificaciones técnicas, debe utilizarse el siguiente documento: "Especificaciones de construcción y control de calidad de los materiales para edificaciones construidas de acuerdo con el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes", elaboradas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica bajo el auspicio de la Comisión Permanente del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, y publicadas por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica y el Ministerio de Obras Públicas en Agosto de 1988. Este documento contiene:

- Especificaciones para la construcción de estructuras de concreto reforzado
- Especificaciones para la construcción y el montaje de estructuras metálicas
- Comentario a las Especificaciones para la construcción y el montaje de estructuras metálicas
- Control de calidad de materiales para concreto reforzado
- Control de calidad de materiales en estructuras de mampostería estructural
- Guía práctica para el control de calidad del concreto

I-A.3.3 - PROGRAMA DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD - Lo indicado en la presente sección se recomienda únicamente para el grado de supervisión A (Continuo). El supervisor técnico debe verificar que el constructor disponga para la obra los medios adecuados de dirección, mano de obra, maquinaria y equipos, suministro de materiales y en especial de un programa de aseguramiento de calidad que sea llevado a cabo con el fin de:

- Definir la calidad que ha de ser alcanzada,
- obtener dicha calidad,
- verificar que la calidad ha sido alcanzada, y
- demostrar que la calidad ha sido definida, obtenida y verificada

I-A.3.4 - LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES - El supervisor técnico debe aprobar el laboratorio de ensayo de materiales. Es responsabilidad del supervisor técnico asegurarse que el laboratorio cumple con todas las disposiciones legales establecidas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas, ICONTEC, y por el Ministerio de Desarrollo Económico.

I-A.3.5 - ENSAYOS DE CONFORMIDAD CON LAS NORMAS - Lo indicado en la presente sección se recomienda para todos los grados de supervisión técnica. El supervisor técnico antes del inicio de la obra debe exigir al constructor que los materiales que utilizará en ella cumplan con las especificaciones de calidad establecidas en los planos y en el Reglamento, para lo cual el constructor debe presentar los resultados de ensayos realizados sobre muestras representativas tomadas a lotes recientes de materiales del suministrador respectivo. El supervisor técnico debe solicitar los certificados de conformidad correspondientes cuando el Reglamento así lo exija.

I-A.3.6 - ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD - Lo indicado en la presente sección se recomienda para todos los grados de supervisión técnica. Durante la construcción se deberán tomar muestras periódicas a los materiales componentes de acuerdo con las frecuencias prescritas por el Reglamento. Véanse las tablas I.2.1 e I.2.2 y además debe exigir que los ensayos de laboratorio apropiados para cada material, se realicen de acuerdo con lo especificado por el Reglamento:

I-A.3.7 - CONTROL DE EJECUCION - El supervisor técnico debe inspeccionar como mínimo los siguientes puntos directamente, o por medio del personal auxiliar, según el grado de supervisión recomendado.

Tabla I-A-2
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

OPERACION	SUPERVISION GRADO A (CONTINUA)	SUPERVISION GRADO B (ITINERANTE)
CIMENTACION		
Replanteo geométrico	►	
Dimensiones geométricas de las excavaciones para fundaciones	►	
Limpieza de fondo de las excavaciones	►	
Sistema de drenaje	►	►
Estratos y niveles de fundación	►	►
Protección de las excavaciones	►	►
CONSTRUCCION Y RETIRO DE FORMALETAS Y OBRAS FALSAS DE MONTAJE		
Alineamiento características geométricas ubicación tolerancias	►	
Acabado de las superficies y su verticalidad	►	
Resistencia y estabilidad ante posibles asentamientos	►	►
Aprobación de los cálculos de la cimbra	►	
Limpieza e impermeabilidad	►	
Aberturas de inspección	►	
Descimbrado - Aprobación del estudio y revisión del proceso	►	►
COLOCACION DE LAS ARMADURAS		
Grado del acero **(f_y)** diámetro, número de barras, ganchos y longitud	►	►
Empalmes (Traslapados, conexiones mecánicas ó soldadas)	►	►
Colocación, recubrimientos, distancia entre barras, sujeción	►	►
limpieza de las barras y de la zona de vaciado y aspecto superficial	►	►
MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACION Y CURADO DE CONCRETOS Y MORTEROS		
Aprobación de los diseños de mezclas	►	►
Medios y procedimientos del mezclado	►	►
Medios y procedimientos del transporte	►	►
Medios y procedimientos de colocación y compactación	►	►
Medidas y procedimientos para la toma de muestras	►	►
Tiempo transcurrido entre mezcla y colocación	►	
Homogeneidad y consistencia de los concretos y morteros en estado fresco	►	
Provisiones para vaciado de acuerdo con el clima y el estado del tiempo	►	
Definición de juntas de construcción	►	►
Preparación de superficies de juntas de construcción y juntas de dilatación	►	►
Sistemas y procedimientos de curado	►	►
ELEMENTOS PREFABRICADOS (Incluye unidades de mampostería)		
Características geométricas, inspección visual (apariencia)	►	►
Condiciones de almacenaje	►	
Curado en obra y/o protección contra la humedad	►	
Medios y procedimientos de transporte e izado	►	►
Sistemas y secuencias de colocación	►	►

continúa ....

Tabla I-A-2 (Continuación)
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

OPERACION	SUPERVISION GRADO A (CONTINUA)	SUPERVISION GRADO B (ITINERANTE)
TENSIONAMIENTO DEL PREESFORZADO		
Colocación de ductos de postensado	►	
Colocación de anclajes extremos de postensado	►	
Tendido de los cables	►	►
Medios y procedimientos de tensionamiento	►	►
Inyección de lechada en postensado	►	
TERMINACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
Aspecto general de las superficies	►	►
Reparación de defectos superficiales	►	►
Protección contra acciones mecánicas: impacto, sobrecargas, deterioro superficial	►	►
MUROS Y ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA		
Alineamiento, plomo y características geométricas	►	►
Celdas para inyección, limpieza, ventanas de inspección	►	►
Espesor de juntas de pega	►	►
Traba adecuada	►	►
Alturas de inyección	►	►
Tamaño y colocación de tuberías	►	►
Juntas de control	►	►
Colocación de espigos, anclajes, traslapo y ubicación	►	►
Apuntalamientos provisionales	►	
CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS METALICAS		
Inspección de los elementos fabricados antes de galvanizar o pintar		
Dimensiones generales, rectitud y distorsión del conjunto	►	►
Identificación y dimensiones de los materiales utilizados de acuerdo con planos y listas de materiales	►	
Ajuste de las dimensiones de los materiales utilizados, de acuerdo con planos y listas de materiales	►	
Calificación de los soldadores	►	►
Biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo	►	
Procedimientos de soldadura	►	►
Que se hayan efectuado todas las soldaduras especificadas	►	
Cumplimiento de las longitudes y tamaños mínimos especificados de las soldaduras	►	
Grado de fusión con el material base de la soldadura existencia de porosidades grietas o socavaciones excesivas en la soldadura	►	
Remoción de escoria	►	
Marcado de las piezas	►	►
Detección de omisión de detalles o componentes	►	
Daños a los elementos	►	►

continúa ....

Tabla I-A-2 (Continuación)
Controles que debe realizar el supervisor técnico durante la ejecución de la obra, según el grado de supervisión técnica

OPERACION	SUPERVISION GRADO A (CONTINUA)	SUPERVISION GRADO B (ITINERANTE)
Inspección y control de galvanizado		
Limpieza previa	►	
Acabado de la capa de zinc	►	
Peso de la capa de zinc	►	
Adherencia de la capa de zinc	►	
Uniformidad de la capa de zinc (inspección visual) para detectar zonas de espesor excesivo, etc.	►.	
Fragilidad del acero por efecto del galvanizado	►	
Inspección y control de la pintura		
Limpieza previa	►	►
Acabado (inspección visual)	►	►
Espesor de la capa de pintura	►	
Adherencia de la capa de pintura	►	
Inspección de la estructura montada		
Conexión a los anclajes con las respectivas arandelas y tuercas	►	►
Verticalidad, deflexiones, escuadra y alineamiento de la estructura	►	
Instalación de los arriostramientos previstos	►	►
Rectitud de los elementos instalados	►	
Estabilidad del conjunto	►	►
Correcta ejecución de todas las conexiones atornilladas, con los pernos tuercas y arandelas completos e instalados con los torques previstos en los planos	►	
Correcta ejecución de biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo	►	
Correcta ejecución de todas las conexiones soldadas con los tamaños y longitudes previstos.	►	
Detección de defectos como insuficiente penetración poros socavaciones escoria no removida etc.	►	
Retoques de pintura donde ésta se haya deteriorado durante la instalación	►	

TITULO J
REQUISITOS DE PROTECCION CONTRA EL FUEGO EN EDIFICACIONES

CAPITULO J.1
GENERALIDADES

J.1.1 - PROPOSITO Y ALCANCE

J.1.1.1 - El propósito del Título J es el de establecer los requisitos de resistencia y protección contra el fuego que deben cumplir las edificaciones.

J.1.1.2 - Para efectos de la aplicación de los requisitos que se establecen en este Título se hace necesaria la clasificación de las edificaciones por Grupos de Ocupación. Según esto se utiliza la clasificación que se presenta en el numeral K.2.1.2 de este Reglamento, cuya tabla se repite aquí para efectos ilustrativos. Para las explicaciones y detalles referentes a la clasificación de edificaciones referirse al Capítulo K.2.

Tabla J.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

sigue .....

Tabla J.1-1 (Continuación)
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
L	LUGARES DE REUNION	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTO Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.2.9
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL Y MISCELANEO	K.2.11

CAPITULO J.2
REQUISITOS DE RESISTENCIA Y PROTECCION CONTRA EL FUEGO EN LAS EDIFICACIONES

J.2.1 – ALCANCE

J.2.1.1 - A continuación se presentan los requisitos de protección contra el fuego de edificaciones y las especificaciones mínimas que deben cumplir los materiales utilizados con el propósito de proteger contra el fuego los elementos estructurales, los acabados y las vías de evacuación.

J.2.2 - DEFINICIONES Y CLASIFICACION

J.2.2.1 - Las siguientes definiciones se aplican en este capítulo:

Potencial combustible - Energía calorífica disponible por unidad de área de piso. También llamada carga de fuego.

Prueba normalizada de incendio - Procedimiento estipulado en la norma NTC 1480 (ISO 834) en el cual la temperatura se eleva en forma controlada, siguiendo una ecuación definida en función de tiempo.

Resistencia al fuego - Tiempo que resiste un material expuesto directamente al fuego, sin producir llamas, gases tóxicos ni deformaciones excesivas.

Resistencia requerida al fuego - Tiempo mínimo de resistencia al fuego, exigido por la autoridad competente, que debe resistir un miembro estructural u otro elemento de una edificación, en una prueba normalizada de incendio.

Tiempo equivalente - Tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar, en la prueba normalizada de incendio, el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real.

J.2.2.2 - CLASIFICACION DE LOS MATERIALES SEGUN SU COMBUSTION - De acuerdo a como se comportan respecto de la combustión, los materiales constructivos se distinguen según los criterios que figuran en los numerales siguientes:

J.2.2.2.1 - *Reacción al fuego* - Por su capacidad de propagación del fuego, un material de construcción se clasifica en:

(a) Combustible: Cuando arde indefinidamente hasta consumirse.
(b) Difícilmente Combustible: Cuando deja de arder al apartársele de la fuente de calor.
(c) Incombustible: Si no arde al ser expuesto a la llama.

J.2.2.2.2 - *Resistencia al fuego* - Según sea su resistencia al fuego, un material de construcción se clasifica en:

(a) Capaz de Contener el Fuego: Si puede soportar temperaturas hasta de 850° centígrados, por el término de 30 minutos continuos.
(b) Resistente al Fuego: Si tiene capacidad para resistir temperaturas hasta de 1000° centígrados, durante dos horas continuas.
(c) Muy Resistente al Fuego: Si se conserva en buen estado al estar expuesto a temperaturas de hasta 1125° centígrados, durante cuatro horas continuas.

J.2.3 - RESISTENCIA REQUERIDA AL FUEGO PARA EDIFICACIONES

J.2.3.1 - CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES - Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, de acuerdo con la ocupación, en una de las siguientes categorías.

J.2.3.1.1 - *Categoría I* - Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alto riesgo de combustión. En ellas se incluyen:

(a) Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).
(b) Bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.
(c) Edificios de más de 10 pisos que no cumplan con los requisitos del numeral J.2.3.1.2, literal (a).

J.2.3.1.2 - *Categoría II* - Esta categoría comprende edificaciones de riesgo intermedio, tales como:

(a) Edificios para cualquier ocupación, de más de 10 pisos, que dispongan de sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros e independientes entre sí, que sean probados por lo menos cada 60 días y cuenten con rociadores de agua automáticos a satisfacción de la autoridad competente.
(b) Grupos de Ocupación (I-1), (I-3), (I-5), (C-1), (C-2), (E), (L), (M), (R-2) y (R-3). Entre otros ancianatos, bares, restaurantes, cárceles, oficinas, centros comerciales, guarderías, colegios, universidades, hoteles, museos, teatros, salas de cine y salones de reunión.

J.2.3.1.3 - *Categoría III* - Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

(a) Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
(b) Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.2.3.1.1, literal (b).

Tabla J.2-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia al fuego de acuerdo con su uso, área construida, y numero de pisos

GRUPOS DE OCUPACION DE EDIFICACIONES	REQUIEREN PROTECCION								NO REQUIEREN PROTECCION SI:	
	AREA CONSTRUIDA A_T (m^2)	NUMERO DE PISOS							AREA PISO A_p (m^2)	N° DE PISOS
		1	2	3	4	5	6	3 7		
(C-1)	A_T > 1500	III	III	II	II	II	I	I	$A_p \leq$ 1 200	y ≤ 2
	A_T < 1500	III	III	III	II	II	II	I		
(C-2)	A_T > 500	II	I	I	I	I	I	I	$A_p \leq$ 1 200	y ≤ 2
	A_T < 500			II	I	I	I	I		
(I-2), (I-4)	A_T > 1000	III	II	II	I	I	I	I		
	500 < A_T <1000	III	III	II	II	I	I	I		
	A_T < 500	III	III	III	II	II	II	I		
(I-3)	A_T > 1000	II	II	I	I	I	I	I	A_p < 1 400	y 1
	A_T < 1000		III	II	II	I	I	I		
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4) (L-5), (I-5)	A_T > 1000	II	I	I	I	I	I	I		
	500 < A_T <1000	II	II	I	I	I	I	I		
	A_T <500	III	III	II	II	I	I	I		
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m^2				II	I	I	I	Sin límite	y ≤ 3
	Unidades ≤ 140 m^2				III	II	II	I		
(R-3)	A_T > 5000	III	II	I	I	I	I	I	$A_p \leq$ 1 000	y ≤ 2
	A_T < 5000	III	II	II	II	I	I	I		
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I	$A_p \leq$ 1 200	y ≤ 2
No requieren protección los edificios de parqueaderos que tengan el 40% de su perímetro abierto, dependiendo del área por piso, del # de pisos, y del número de fachadas descubiertas.							2 (2) 3 (2) 4 (2)		$A_p \leq$ 3 000 $A_p \leq$3 750 $A_p \leq$4 500	y ≤ 8 y ≤ 9 y ≤ 9

Notas: (1) En edificios para vivienda, el límite de 140 m^2 por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.
(2) Número de fachadas descubiertas

J.2.3.2 - CATEGORIZACION POR AREA CONSTRUIDA O DENSIDAD DE CARGA DE COMBUSTIBLE

J.2.3.2.1 - Alternativamente a las categorías de riesgo de las edificaciones planteada en J.2.3.1, cualquier edificación puede clasificarse de acuerdo con su destinación, número de pisos y área construida según se presenta en la tabla J.2-1.

J.2.3.2.2 - También puede categorizarse la edificación dependiendo de la destinación que se le vaya a dar a la misma, el número de pisos y la densidad de carga combustible, según se presenta en la tabla J.2-2.

J.2.3.2.3 - No es necesario proteger contra incendios los edificios con estructuras de material incombustible que tienen una densidad de carga combustible de 500 MJ/m^2 o menos, independientemente de su uso y altura.

J.2.3.2.4 - Las áreas de piso de las edificaciones que no requieren protección contra el fuego según la tabla J.2-1 podrán aumentarse en los casos que se indican a continuación:

Edificios adyacentes a calles o espacios libres de más de 6.0 m de ancho, los siguientes porcentajes del área máxima por cada metro en exceso de 6:

- Adyacentes en 2 lados... 4% con un máximo de 50%
- Adyacentes en 3 lados... 8% con un máximo de 100%
- Adyacentes en 4 lados...16% con un máximo de 100%

Tabla J.2-2
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia al fuego de acuerdo con su uso, densidad de carga combustible y el numero de pisos

GRUPOS DE OCUPACION DE LAS EDIFICACIONES	DENSIDAD DE CARGA COMBUSTIBLE C_C (MJ / m^2)	REQUIEREN PROTECCION NUMERO DE PISOS				
		1	2	3	4	³ 5
(A-1), (A-2)	$C_C > 8\,000$	II	II	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	III	III	II	I
(P)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	I	I	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I
(F-1), (F-2)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	II	I	I	I
	$2\,000 < C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 2\,000$	III	III	II	II	I

No requieren protección, dependiendo de su uso, aislamiento perimetral, área por piso, y N° de pisos:	AREA POR PISO A_p (m^2)		N° DE PISOS
Industrias sin materiales explosivos o inflamables	1800	y	≤ 2
Industrias con aislamientos ≥ 18 metros a todo su alrededor	Sin límite	y	1

NOTA: 1 MJ / m^2 = 238.85 k cal / m^2 1 MJ = 0.06 kg de madera, equivalentes a 4000 k cal / kgf

J.2.3.2.5 - Los valores de área de piso y número de pisos especificados en las tablas J.2-1 y J.2-2 para que las edificaciones no requieran protección contra el fuego podrán ser aumentados, como se indican a continuación, para edificios que cuenten con un sistema de extinguidores automáticos completo, diseñado por ingenieros especializados en redes contra incendio, y debidamente aprobado por el Departamento de Bomberos de cada localidad:

(C-1), (C-2), (F-1), (F-2), (E):	Area sin límite y 1 piso adicional
Otros edificios de 1 piso:	3 veces el área y 1 piso adicional
Otros edificios de 2 pisos:	2 veces el área y 1 piso adicional

J.2.3.2.6 - Cuando se trate de edificios de uso mixto, se debe considerar siempre la altura total del edificio analizado y no solamente la altura destinada a un uso particular.

(a) Cuando un edificio sea de uso mixto, pero los sectores de distinto uso estén separados en planta, se aplicarán las respectivas tablas por separado para cada uno de dichos sectores y por lo tanto podrá tener distintos estándares en cada sector.

(b) Cuando el edificio esté destinado a distintos usos y según la aplicación de cada uno por separado resulten estándares diferentes y no haya separación en planta para los sectores de distintos usos, se deberá satisfacer siempre el estándar más exigente.

J.2.3.3 - RESISTENCIA REQUERIDA PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y OTROS

J.2.3.3.1 - Los elementos estructurales y los elementos de la construcción estipulados en la tabla J.2-3, deberán tener como mínimo las resistencias al fuego normalizado exigidas en dicha tabla. Se exceptúan de esta exigencia los contenidos en recintos que cumplan las condiciones estipuladas en el numeral J.2.3.3.3.

J.2.3.3.2 - En caso necesario, para garantizar la resistencia requerida al fuego podrán utilizarse recubrimientos resistentes adicionales, aprobados por entidades de reconocida autoridad, a juicio de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

J.2.3.3.3 - Los recintos con aberturas en por lo menos dos de sus muros, que representen más del 50% del área total de dichos muros no requieren protección especial contra el fuego.

Tabla J.2-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.2.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras	1	½	¼

J.2.3.3.4 - Si a un mismo elemento le correspondieren dos o más resistencias al fuego, por cumplir diversas funciones a la vez, deberá siempre satisfacerse la mayor de las exigencias.

J.2.3.3.5 - No es necesario proteger contra el fuego las estructuras de cubierta de material incombustible que estén a una altura sobre el piso de 7.5 m o más.

J.2.3.3.6 - Las resistencias al fuego que se indican para los muros de cerramiento de escaleras en la tabla J.2-3, se deben cumplir sólo en edificios de siete o más pisos.

J.2.3.3.7 - Las resistencias al fuego que se indican para los muros de cerramiento de ascensores en la tabla J.2-3 son obligatorios sólo si el ascensor circula por el interior de una caja cerrada por sus cuatro costados. Las puertas de acceso al ascensor estarán exentas de exigencia al fuego, pero serán de materiales no combustibles.

J.2.3.3.8 - Las resistencias al fuego que se indican para elementos portantes verticales, horizontales o de escaleras en la tabla J.2-3, no deben exigirse para aquellos elementos estructurales verticales, horizontales o

de escaleras que, por su ubicación en el edificio, queden protegidos de la acción del fuego por otro elemento, que se interponga entre ellos y el fuego. En este caso el elemento interpuesto como pantalla deberá tener, a lo menos, la resistencia al fuego exigida en la tabla J.2-3 para el elemento protegido, con excepción de los ingresos a las escaleras exteriores, en las cuales no se exige interponer elemento alguno entre la escalera y el edificio.

J.2.3.3.9 - Las resistencias al fuego que se indican para los muros no portantes y divisiones en la tabla J.2-3, deben exigirse sólo cuando dichos elementos separan de piso a techo, recintos contiguos, dentro de una unidad y no contienen puertas o divisiones en vidrio.

J.2.3.3.10 - Para muros perimetrales se exigirá el cumplimiento de la resistencia al fuego que corresponda, según la tabla J.2-3, ya se trate de elementos portantes o no, cualquiera que sea el destino de la edificación. Las divisiones en vidrio, los antepechos y dinteles no estructurales, estarán exentos de exigencias de resistencia al fuego.

J.2.3.3.11 - Los elementos portantes con 20 o más grados de inclinación respecto de la vertical, serán considerados como elementos portantes horizontales para establecer su resistencia al fuego.

J.2.3.3.12 - Las escaleras que comunican hasta dos pisos dentro de una misma unidad estarán exentas de exigencias de resistencia al fuego.

J.2.4 - REQUISITOS GENERALES

J.2.4.1 - En el interior de una edificación y en un lugar de fácil acceso para el Cuerpo de Bomberos deben instalarse dispositivos para cortar el suministro de gas, electricidad y otros fluidos combustibles, inflamables o comburentes.

J.2.4.2 - Para la protección de las instalaciones eléctricas deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo 2 del Código Eléctrico Nacional "Diseño y Protección de Instalaciones Eléctricas".

J.2.4.2.1 - Los sistemas eléctricos en zonas donde pueda existir el peligro de incendio o explosión debido a gases o vapores inflamables, líquidos inflamables, polvo combustible, etc., deben cumplir con los requisitos adicionales dados en el Capítulo 5 del Código Eléctrico Nacional, "Ambientes Especiales".

J.2.5 - REQUISITOS DE ACCESO A LA EDIFICACION

Las edificaciones deben cumplir los requisitos de localización y ubicación, que se prescriben a continuación:

J.2.5.1 - ACCESO A LA EDIFICACION - Toda edificación debe proveerse de áreas de acceso adecuadas para el Cuerpo de Bomberos, de acuerdo con las normas siguientes:

J.2.5.1.1 - *Acceso Frontal* - Toda edificación debe tener, al menos, el 8% de su perímetro total medido al nivel del piso de mayor área encerrada con frente directamente a una vía o espacio frontal de acceso.

J.2.5.1.2 - *Sobre el Nivel del Terreno* - El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a cada planta localizada por debajo de una altura de 30 m excepto para la primera planta o semisótano que debe tener por lo menos una ventana fácilmente identificable o un panel de acceso con frente hacia una calle o espacio frontal.

J.2.5.1.3 - *Bajo el Nivel del Terreno* - El acceso debe proporcionarse directamente desde el exterior a la primera planta o semisótano localizado bajo el nivel del terreno. Tal acceso debe consistir en escaleras, puertas, ventanas, paneles o cualquier otro medio que proporcione una abertura de por lo menos 120 cm de altura por 80 cm de ancho y cuyo reborde o antepecho no sobrepase una altura mayor de 90 cm por encima del nivel del piso interior.

J.2.5.1.4 - Los requisitos que figuran en el numeral J.2.5.1.3 pueden obviarse en los siguientes casos:

(a) En edificaciones del Grupo de Ocupación "Residencial Unifamiliar o Bifamiliar" (R-l).

(b) El de acceso directo en cualquier edificación clasificada en el Grupo de Ocupación "Residencial Multifamiliar" (R-2), con menos de tres pisos de altura y con un número de unidades de vivienda no superior a dos por cada piso, cuando su sótano o semisótano se utiliza para ocupaciones adicionales al simplemente residencial.

J.2.5.1.5 - Las disposiciones dadas en los numerales J.2.5.1.2 y J.2.5.1.3, no tienen que cumplirse en los pisos que dispongan de un sistema automático de rociadores.

J.2.6 - DETERMINACION DEL POTENCIAL COMBUSTIBLE Y DEL TIEMPO EQUIVALENTE

J.2.6.1 - POTENCIAL COMBUSTIBLE - El potencial combustible se determinará sumando en los recintos el producto de la masa de cada objeto, según el uso previsto de la estructura, por el poder calorífico del respectivo material. Se expresará en términos de energía por unidad de área de piso.

J.2.6.1.1 - Alternativamente, el potencial combustible se podrá expresar en términos de masa equivalente de la madera por unidad de área de piso. La conversión se hará con base en que 1 kg de madera tiene un poder calorífico de 18 MJ.

J.2.6.2 - TIEMPO EQUIVALENTE - El tiempo equivalente de un elemento podrá determinarse experimental o analíticamente para el fuego normalizado estipulado en la norma NTC 1480 (ISO 834).

J.2.6.2.1 - La determinación experimental se hará por medio de ensayos ajustados a la norma ASTM E119.

J.2.6.2.2 - Si se opta por la determinación analítica ésta se hará siguiendo un procedimiento racional de cálculo que incluya el potencial combustible, el área de piso, la superficie total expuesta, el área de ventilación, la altura de los muros, sus propiedades conductoras y demás factores pertinentes. Dicho procedimiento deberá ser avalado por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

J.2.7 - PREVENCION DE LA PROPAGACION DEL FUEGO EXTERIOR

J.2.7.1 - SEPARACION VERTICAL ENTRE ABERTURAS DE MUROS DE FACHADAS - Para las edificaciones de los Grupos de Ocupación de Almacenamiento (A), Comercial (C), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P) que tengan más de tres pisos de altura, todas las aberturas exteriores verticales deben separarse mediante antepechos de por lo menos 1 m de altura, o por un escudo horizontal que se proyecte por lo menos 60 cm desde la pared, a lo largo de toda la longitud de la abertura inferior.

J.2.7.2 - PARAPETOS SOBRE MUROS DE FACHADA - Deben construirse parapetos sobre los muros de fachada de cualquier edificación que tenga techos construidos con material combustible, excepto cuando:

(a) El techo se incline mas de 20°, respecto de la horizontal y tenga una cornisa de material incombustible.
(b) Se provea contra el fuego, de un escudo continuo a lo largo de todo el muro bajo el nivel del techo.

J.2.7.3 - CONSTRUCCIONES SOBRE EL TECHO - Toda construcción sobre el techo de una edificación, debe hacerse con materiales incombustibles, a excepción de las astas para bandera, soportes para antenas y estructuras para el tendido de ropa, así como plataformas que no cubran más del 20% del área total del techo.

J.2.8 - PREVENCION DE LA PROPAGACION DEL FUEGO INTERIOR

J.2.8.1 - REQUISITOS GENERALES - Los siguientes son los requisitos generales que deben cumplir las edificaciones para prevenir la propagación del fuego interior.

J.2.8.1.1 - Toda área mayor de 1.000 m^2, debe dividirse en áreas menores por medio de muros cortafuego, hechos de ladrillos macizos o de concreto, con los espesores mínimos prescritos en la tabla J.2-4. Se permite la utilización de materiales y espesores diferentes en la construcción de muros cortafuego, siempre y cuando se demuestre que presentan un comportamiento general equivalente al de los muros especificados en la tabla J.2-4.

Tabla J.2-4
Espesores mínimos para muros cortafuego

Altura libre del muro	Espesor mínimo (m)	
	Ladrillo macizo	Concreto macizo
Hasta 4.0 m	0.25	0.07
Más de 4.0 m	0.40	0.15

J.2.8.1.2 - Las áreas mayores de 1000 m^2 que por su uso no puedan dividirse en la forma estipulada, deben equiparse con medios de extinción de fuego consistentes en rociadores y/o extinguidores. Estos últimos deben estar al alcance de los usuarios, dentro de las distancias de recorrido razonables.

J.2.8.1.3 - Si la cubierta de la edificación está hecha o soportada con materiales combustibles y si el recinto almacena materiales inflamables, el muro cortafuego para el último piso debe sobresalir por lo menos, 0.5 m por encima de la cubierta de techo más alta.

J.2.8.1.4 - Los muros que conforman los medios de evacuación deben ser de mampostería en ladrillo macizo de 0.15 m de espesor o de concreto reforzado de 0.08 m de espesor.

J.2.8.1.5 - Las puertas que comuniquen cualquier espacio con un medio de evacuación de salida general o público, deben ser metálicas, de material de eficacia equivalente contra fuego o de madera maciza formada por piezas ensambladas y no yuxtapuestas, de espesor mínimo de 35 mm; si se utilizan tableros macizos, se permite que su espesor disminuya hasta 25 mm. Las puertas pueden tener vidrios armados en el tercio superior del marco.

J.2.8.1.6 - Cualquier espacio entre particiones, muros, pisos, techos, escaleras y espacios para tuberías, que permita el paso de llamas o gases de un piso a otro, o de un área encerrada a otra, debe rellenarse con materiales cortafuego. Como materiales cortafuego incombustibles, pueden utilizarse ladrillos macizos pegados con mortero, concreto, láminas metálicas de por lo menos 0.5 mm de espesor o láminas de asbesto - cemento de por lo menos 6 mm de espesor.

J.2.8.2 - ACABADOS INTERIORES - Los materiales que se utilicen en acabados interiores, deben cumplir las reglamentaciones prescritas en este numeral.

J.2.8.2.1 - Para los acabados interiores no deben emplearse materiales que al ser expuestos al fuego produzcan, por descomposición o combustión, substancias tóxicas en concentraciones superiores a las provenientes del papel o la madera, bajo las mismas condiciones.

J.2.8.2.2 - Los materiales para acabados interiores, deben clasificarse, con base en sus características de propagación de la llama, de acuerdo con la tabla J.2-5.

Tabla J.2-5
Clasificación del material según su característica de propagación de la llama *

Clase	Indice de propagación de la llama
1	0 a 25
2	26 a 75
3	76 a 225
4	Más de 225

NOTA: (*) Clasificación obtenida de acuerdo a la norma NTC 1691 (ASTM E 84)

J.2.8.2.3 - En la tabla J.2-6, se muestra una clasificación indicativa de distintos materiales utilizados para acabados interiores, en cuanto a su índice de propagación de llama.

Tabla J.2-6
Clasificación de algunos materiales utilizados para acabados interiores según índice de propagación de la llama *

Clase	Materiales
1	• Cartón de Asbesto - cemento • Asbesto - asfalto • Ladrillo • Baldosas de cerámica • Lana de vidrio sin aglutinantes ni aditivos • Vidrio • Algunos azulejos antiacústicos
2	• Hoja de aluminio sobre respaldo apropiado. • Cartón de fibra o yeso con revestimiento de papel. • Madera tratada mediante impregnación. • Algunos pañetes antisonoros. • Algunos azulejos antiacústicos.
3	• Madera de espesor nominal de 2,5 cm o más. • Planchas de fibra con revestimiento a prueba de fuego. • Azulejo antiacústico, combustible, con revestimiento a prueba de fuego. • Cartón endurecido. • Algunos plásticos.
4	• Papel asfáltico • Tela • Viruta • Superficies cubiertas con aceite o parafina. • Papel • Plásticos, sin grado que permita asignarlos a otras clases • Algodón

Nota: (*) Clasificación obtenida siguiendo procedimiento de la “Prueba de Túnel” Norma NTC 1691 (ASTM E 84) en su versión más reciente.

J.2.8.2.4 - En la tabla J.2-7, se especifica el tipo de acabado interior que debe utilizarse, de acuerdo con el Grupo de Ocupación, en que se clasifique la edificación.

J.2.8.2.5 - Los materiales de acabado inscritos en la Clase 3 pueden usarse solo en alguna de las siguientes condiciones:

(a) Para recubrimientos y acabados para pisos.
(b) Para recubrimientos de pared con espesores menores que 0.1 cm, cuando se apliquen directamente a un material incombustible.
(c) Para recubrimientos de no más del 20% del área total de paredes y cielo raso en espacios que requieran materiales de las clases 1 o 2.

J.2.8.2.6 - En espacios donde existan sistemas de rociadores automáticos, la clase respectiva de acabado interior, puede reemplazarse por la clase inmediatamente superior indicada en la tabla J.2-6.

J.2.8.2.7 - Los muros de cerramiento de escaleras y ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación, deben ser construidos sin interrupción desde el cimiento hasta el techo de la estructura. Estos muros deberán ser construidos en concreto, bloques de concreto o ladrillo macizo. Las aberturas en los muros a que hace referencia este artículo deberán tener puertas con una resistencia al fuego por lo menos igual a la de los muros. Estas puertas deberán, en condiciones normales, permanecer cerradas.

Tabla J.2-7
Acabados interiores de acuerdo con el grupo de ocupación de cada edificación

Grupo de Ocupación		Ubicación del acabado interior			
		Medios de Salida normales	Corredores	Espacios con áreas < 170 m^2	Espacios con áreas > 170 m^2
ALMACENAMIENTO	(A-1)	1	1	2	3
	(A-2)	1	1	2	3
COMERCIAL	(C-1)	1	1	3	3
	(C-2)	1	1	2	3
ESPECIAL	(E)	1	1	2	2
FABRIL E INDUSTRIAL	(F-1)	1	2	2	2
	(F-2)	1	2	2	3
INSTITUCIONAL	(I-1)	1	1	2	2
	(I-2)	1	1	2	2
	(I-3)	1	1	2	3
	(I-4)	1	2	2	3
	(I-5)	1	2	3	3
LUGARES DE REUNIÓN	(L)	1	2	2	2
MIXTO Y OTROS	(M)	1	1	2	3
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	1		2	2
RESIDENCIAL	(R-1)	2	2	4	4
	(R-2)	1	1	2	2
	(R-3)	1	1	2	2
TEMPORAL	(T)	1	2	3	3

J.2.8.2.8 - Las fachadas deben ser construidas con materiales incombustibles como ladrillo, concreto, bloques de concreto, yeso, fibrocemento, vidrio y metales.

J.2.8.2.9 - No deberán colocarse elementos estructurales de madera a menos de 60 cm de otros elementos sujetos a altas temperaturas como buitrones con chimeneas, campanas extractoras o ductos que puedan conducir gases a más de 80°C. En el espacio de separación deberá permitirse la circulación de aire.

J.2.8.3 - CIELOS RASOS - Los cielos rasos utilizados como elementos de acabados, deben cumplir las reglamentaciones que se especifican a continuación.

J.2.8.3.1 - Los soportes, colgantes, rejillas y demás aditamentos utilizados para mantener en posición un sistema de cielos rasos, deben construirse con materiales incombustibles.

J.2.8.3.2 - En cualquier edificación se admite el uso de cielos rasos luminosos, construidos con vidrio y metal.

J.2.8.3.3 - Los cielos rasos luminosos de material incombustible, instalados por debajo de un sistema de rociadores automáticos, deben construirse e instalarse utilizando malla o cualquier otro tipo de elemento con aberturas, en tal forma que no se impida el paso del agua de los rociadores.

J.2.8.3.4 - Se prohibe el uso de cielos rasos luminosos de material combustible, en:

(a) Cualquier salida o corredor.
(b) Cualquier habitación de los Subgrupos de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) e Institucional de Salud o Incapacidad (I-2).

J.2.8.4 - REQUISITOS PARA SALAS DE MAQUINAS Y CALDERAS - Las salas de máquinas y calderas deben cumplir los requisitos siguientes:

J.2.8.4.1 - Todas las salas de máquinas o calderas deben estar separadas del resto de la edificación mediante muros divisorios incombustibles y no deben ser colindantes de otros destinados a vivienda.

J.2.8.4.2 - Las superficies combustibles adyacentes de salas de máquinas y calderas deben recubrirse adecuadamente con materiales resistentes al fuego, de tal manera que la temperatura sobre una superficie combustible y adyacente no exceda nunca los 75°C.

J.2.8.4.3 - Los equipos de calentamiento y combustión no deben localizarse cerca de salidas, recintos para ascensores o en la vecindad de otros equipos y materiales, si se teme que esta proximidad contribuya a crear situaciones de riesgo.

J.2.8.4.4 - Todos los equipos de calentamiento o combustión que se instalen deben montarse sobre bases incombustibles.

►

TITULO K
REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

CAPITULO K.1
GENERALIDADES, PROPOSITO Y ALCANCE

K.1.1 - GENERALIDADES

K.1.1.1 - PROPOSITO - El propósito del Título K es el de definir parámetros y especificaciones arquitectónicas y constructivas tendientes a la seguridad y la preservación de la vida de los ocupantes y usuarios de las distintas edificaciones cubiertas por el alcance del presente Reglamento.

K.1.1.2 - ALCANCE - El presente Título K, de acuerdo con lo establecido en el Literal K) del Artículo 48 de la Ley 400 de 1997, contiene los requisitos complementarios del presente Reglamento, para cumplir el propósito de protección a la vida, en edificaciones cubiertas por su alcance. El Título K comprende en el Reglamento NSR-98, los siguientes Capítulos:

Capítulo K.1 – Generalidades, propósito y alcance
Capítulo K.2 – Clasificación de las edificaciones por grupos de ocupación
Capítulo K.3 – Elementos de las zonas comunes
Capítulo K.4 – Requisitos especiales para vidrios

CAPITULO K.2
CLASIFICACION DE LAS EDIFICACIONES POR GRUPOS DE OCUPACION

K.2.1 - GENERAL

K.2.1.1 - Este Capítulo establece y controla la clasificación de todas las edificaciones y espacios existentes , de acuerdo con su uso y ocupación y es aplicable a los Títulos K y J del presente Reglamento. Debe consultarse, además, el Capítulo A.2 para efectos de la clasificación por importancia en grupos de uso con respecto a la sismo resistencia de la edificación.

K.2.1.2 - Toda edificación o espacio que se construya o altere debe clasificarse, para los propósitos de este reglamento, en uno de los Grupos de Ocupación dados en la tabla K.2-1, de acuerdo con su ocupación principal o dominante.

Tabla K.2-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección
A	***ALMACENAMIENTO***	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	***COMERCIAL***	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	***ESPECIALES***	K.2.4
F	***FABRIL E INDUSTRIAL***	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	***INSTITUCIONAL***	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	***LUGARES DE REUNION***	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	***MIXTO Y OTROS***	K.2.8
P	***ALTA PELIGROSIDAD***	K.2.9
R	***RESIDENCIAL***	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	***TEMPORAL Y MISCELANEO***	K.2.11

K.2.1.3 - La tabla K.2-1 presenta una lista de grupos y subgrupos de ocupación destinada a la clasificación de edificaciones y espacios de acuerdo con las especificaciones de los numerales K.2.2 a K.2.11.

K.2.2 - GRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO (A)

K.2.2.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Almacenamiento (A) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados como el almacenamiento de mercancías, carga o bienes en general, a menos que se clasifiquen en el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Almacenamiento (A) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Almacenamiento Riesgo Moderado (A-1) y Almacenamiento Riesgo Bajo (A-2).

K.2.2.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO DE RIESGO MODERADO (A-1) - En el Subgrupo de Ocupación Almacenamiento de Riesgo Moderado (A-1) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para almacenamiento de materiales que, siendo combustibles, arden con rapidez moderada y no producen gases venenosos ni explosivos. En la tabla K.2-2 se presenta una lista indicativa de materiales de almacenamiento y tipos de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (A-1).

Tabla K.2-2
Subgrupo de ocupación almacenamiento de riesgo moderado (A-1)

Papel	Muebles	Cera
Vestidos	Maderas	Pieles
Zapatos	Linóleo	Establos y Galpones
Paja	Azúcares	Estacionamientos
Cuero	Seda	Talleres mecánicos
Cartón	Tabaco	Productos fotográficos
Adhesivos	Cigarrillos	Otros similares
Cales	Granos	

K.2.2.3 - SUBGRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO DE RIESGO BAJO (A-2) - En el Subgrupo de Ocupación Almacenamiento de Riesgo Bajo (A-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para el almacenamiento de material incombustible o de combustión muy lenta. En la tabla K.2-3 se presenta una lista indicativa de materiales de almacenamiento y tipos de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (A-2).

Tabla K.2-3
Subgrupo de ocupación almacenamiento de riesgo bajo (A-2)

Asbestos
Productos alimenticios
Vidrio
Metales
Porcelana
Talcos
Otros similares

K.2.3 - GRUPO DE OCUPACION COMERCIAL (C)

K.2.3.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Comercial (C) se clasifican las edificaciones o espacios destinados a la realización de transacciones, ofrecimiento de servicios profesionales, compra, venta y uso de mercancías, carga o bienes en general, excepto los incluidos en el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P),numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Comercial (C) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Comercial, Servicios (C-1) y Comercial de Bienes y Productos (C-2).

K.2.3.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION COMERCIAL, SERVICIOS (C-1) - En el Subgrupo de Ocupación Comercial, Servicios (C-1) se clasifican las edificaciones o espacios en donde se realizan transacciones y se ofrecen servicios profesionales o comerciales, que incidentalmente involucren el almacenamiento de pequeñas cantidades de bienes para el funcionamiento y oferta de dichos servicios. En la tabla K.2-4 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (C-1).

Tabla K.2-4
Subgrupo de ocupación comercial servicios (C-1)

Bancos
Consultorios
Salas de Belleza y afines
Aseguradoras
Oficinas
Edificaciones Administrativas
Otros similares

K.2.3.3 - SUBGRUPO DE OCUPACION COMERCIAL DE BIENES Y PRODUCTOS (C-2) - En el Subgrupo de Ocupación Comercial de Bienes y Productos (C-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados en la exhibición, venta y comercialización de bienes, productos y mercancías a los cuales tiene acceso el público comprador.

La mercancía altamente combustible debe limitarse a cantidades pequeñas, de tal manera que la edificación no tenga necesariamente que cumplir con los requisitos para edificaciones del Grupo de Ocupación de Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. En la tabla K.2-5 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (C-2).

Tabla K.2-5
Subgrupo de ocupación comercial de bienes y productos (C-2)

Almacenes
Mercados
Supermercados
Depósitos menores
Restaurantes
Centros Comerciales
Panaderías
Farmacias
Bodegas
Centros de distribución al detal y por mayor

K.2.4 - GRUPO DE OCUPACION ESPECIALES (E)

K.2.4.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación, Especiales (E) se clasifican las edificaciones o espacios de construcción que no clasifiquen en ninguno de los otros Grupos de Ocupación específicos y que tengan características técnicas, constructivas o de uso de carácter especial.

K.2.4.2 - LISTA DE OCUPACIONES ESPECIALES - En la tabla K.2-6 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Grupo de Ocupación Especiales (E). Esta debe incluir, además, todos aquellos tipos de edificaciones que se proyecten por primera vez y sobre las cuales no existan reglamentos aprobados.

Tabla K.2-6
Grupo de ocupación especiales (E)

Piscinas	Autocinemas
Parques de Diversión	Unidades Móviles
Cementerios	Establecimientos de Lavado en seco
Parqueaderos privados	Helipuertos
Parqueaderos públicos	Alojamientos y Tratamiento de Animales
Talleres	

K.2.5 - GRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL (F)

K.2.5.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación, Fabril e Industrial (F) se clasifican las edificaciones o espacios utilizadas en la explotación de materia prima, fabricación, ensamblaje, manufacturación, procesamiento o transformación de productos, materiales o energía; excepto cuando se trate de productos o materiales altamente combustibles, inflamables o explosivos, en cuyo caso deben clasificarse en el Grupo de Ocupación, de Alta Peligrosidad (P), numeral K.2.9. El Grupo de Ocupación Fabril e Industrial (F) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Moderado (F-1) y Fabril e Industrial de Riesgo Bajo (F-2).

K.2.5.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL DE RIESGO MODERADO (F-1) - En el Subgrupo de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Moderado (F-1) se clasifican las edificaciones o espacios donde los procesos de explotación, fabricación, ensamblaje, manufacturación o procesamiento representan riesgo moderado de incendio, debido a la naturaleza de tales operaciones y a los materiales involucrados. En la tabla K.2-7 se presenta una lista indicativa de tipos de edificaciones y de elementos cuyos procesos deben incluirse en el Subgrupo de Ocupación (F-1).

Tabla K.2-7
Subgrupo de ocupación fabril e industrial de riesgo moderado (F-1)

Plantas de Asfalto	Cueros
Industria Farmacéutica	Papel
Lavanderías y Tintorerías	Tabaco
Subestaciones Eléctricas	Plásticos y Cauchos
Madera	Textil
Elementos Fotográficos	Automotriz
Vidrio	Otros similares
Gráficas	Industria metal mecánica

K.2.5.3 SUBGRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL DE RIESGO BAJO (F-2) - En el Subgrupo de Ocupación Fabril e Industrial de Riesgo Bajo (F-2) se clasifican las edificaciones o espacios donde los procesos de explotación, fabricación, ensamblaje, manufacturación o procesamiento, representan riesgos bajos de incendio debido a la naturaleza de tales operaciones y a los materiales involucrados. En la tabla K.2-8 se presenta una lista indicativa de procesos que es preciso incluir en el Subgrupo de Ocupación (F-2).

Tabla K.2-8
Subgrupo de ocupación fabril e industrial riesgo bajo (F-2)

Industrias alimenticias
Industria artesanal

K.2.6 GRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL (I)

K.2.6.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Institucional (I) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la reclusión de personas que adolecen de limitaciones mentales o están sujetas a castigos penales o correccionales; en el tratamiento o cuidado de personas o en su reunión con propósitos educativos o de instrucción. De igual manera se clasifican dentro de este grupo las edificaciones y espacios indispensables en la atención de emergencias, preservación de la seguridad de personas y la prestación de servicios públicos y administrativos necesarios para el buen funcionamiento de las ciudades. El Grupo de Ocupación Institucional (I) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1), Institucional de Salud o Incapacidad (I-2), Institucional de Educación (I-3), Institucional de Seguridad Pública (I-4) e Institucional de Servicio Público (I-5).

K.2.6.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE RECLUSION (I-1) - En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en la reclusión de personas con libertad restringida por razones penales, correccionales o de limitación mental. En la tabla K.2-9 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-1).

Tabla K.2-9
Subgrupo de ocupación institucional de reclusión (I-1)

Prisiones
Reformatorios
Cárceles
Manicomios
Asilos
Otros similares

K.2.6.3 - SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE SALUD O INCAPACIDAD (I-2) - En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Salud o Incapacidad (I-2) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en el cuidado o tratamiento de personas con limitaciones físicas por edad avanzada o deficiencias de salud. En la tabla K.2-10 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-2).

Tabla K.2-10
Subgrupo de ocupación institucional de salud o incapacidad (I-2)

Hospitales	Ancianatos
Sanatorios	Guarderías
Clínicas	Dispensarios
Centros de Salud	Laboratorios Clínicos
Centros para Discapacitados	Hospicios
Puestos de Primeros Auxilios	Otros similares
Orfanatos	

K.2.6.4 - SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE EDUCACIÓN (I-3) - En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Educación (I-3) se clasifican las edificaciones o espacios empleados para la reunión de personas con propósitos educativos y de instrucción. En la tabla K.2-11 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-3).

Tabla K.2-11
Subgrupo de ocupación institucional de educación (I-3)

Universidades
Colegios
Escuelas
Centros de Educación
Academias
Jardines infantiles
Otras Instituciones Docentes

K.2.6.5 - SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE SEGURIDAD PUBLICA (I-4) - En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Seguridad Pública (I-4) se clasifican las edificaciones o espacios indispensables para atender emergencias y preservar el orden público y la seguridad de las personas. En la tabla K.2-12 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-4).

Tabla K.2-12
Subgrupo de ocupación institucional de seguridad publica (I-4)

Estaciones de Policía
Estaciones de Bomberos
Estaciones de Defensa Civil
Instituciones Militares
Otros similares

K.2.6.6 - SUBGRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL DE SERVICIO PUBLICO (I-5) - En el Subgrupo de Ocupación Institucional de Servicio Público (I-5) se clasifican las edificaciones o espacios destinados a funciones administrativas y prestación de servicios públicos necesarios para el buen funcionamiento de las ciudades. En la tabla K.2-13 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (I-5).

Tabla K.2-13
Subgrupo de ocupación institucional de servicio publico (I-5)

Centros de Comunicación
Centros Administrativos Municipales, Distritales y Gubernamentales
Centros Administrativos de Servicios Públicos
Juzgados
Otros similares

K.2.7 GRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION (L)

K.2.7.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L) se clasifican las edificaciones o espacios en donde se reúne o agrupa la gente con fines religiosos, deportivos, políticos, culturales, sociales, recreativos o de transporte y que, en general, disponen de medios comunes de salida o de entrada. Se excluyen de este grupo las edificaciones o espacios del grupo de ocupación Institucional (I). El Grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Lugares de Reunión Deportivos (L-l), Lugares de Reunión Culturales (L-2), Lugares de Reunión Sociales y Recreativos (L-3), Lugares de Reunión Religiosos (L-4) y Lugares de Reunión de Transporte (L-5).

K.2.7.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION DEPORTIVOS (L-1) - En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Deportivos (L-l) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la realización de cualquier tipo de deporte, y en general, donde se reúnen o agrupan personas para presenciar o realizar algún evento deportivo. En la tabla K.2-14 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-1).

Tabla K.2-14
Subgrupo de ocupación lugares de reunión deportivos (L-1)

Estadios	Plazas de Toros
Gimnasios	Hipódromos
Autódromos	Boleras
Velódromos	Coliseos
Piscinas Colectivas	Pistas
Clubes Deportivos	Polígonos
Otros similares	

K.2.7.3 - SUBGRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION CULTURALES (L-2) - En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Culturales (L-2) se clasifican las edificaciones o espacios utilizados para la realización o presentación de eventos culturales o políticos, y en general, donde se reúnen o agrupan personas con fines culturales, y existen instalaciones escénicas tales como proscenios o tablados, cortinas, iluminación especial, cuartos de proyección y de artistas, dispositivos mecánicos, silletería fija u otros accesorios o equipos de teatro. En la tabla K.2-15 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-2).

Tabla K.2-15
Subgrupo de ocupación lugares de reunión culturales (L-2)

Auditorios	Salas de Teatro
Salones de Exhibición	Teatros al Aire Libre
Salones de Convención	Cinematecas
Salas de Cine	Planetarios
Salas de Concierto	Teatros

K.2.7.4 - SUBGRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION SOCIALES Y RECREATIVOS (L-3) - En el Subgrupo de Lugares de Reunión Sociales y Recreativos se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales se reúnen o agrupan personas para fines de diversión y sociales, para el consumo de comidas o bebidas, y en general, para la realización de cualquier tipo de actividad social o recreativa que no requiera la presencia de instalaciones para representación escénica ni de silletería fija. En la tabla K.2-16 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-3).

Tabla K.2-16
Subgrupo de ocupación lugares de reunión sociales y recreativos (L-3)

Clubes Sociales	Centros de Recreación
Clubes Nocturnos	Tabernas
Salones de Baile	Vestíbulos de Hoteles
Salones de Juego (cartas, ajedrez, billares, etc.)	Bibliotecas, Salas de Lectura, Galerías de Arte, Museos
Discotecas	Otros similares

K.2.7.5 - SUBGRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION RELIGIOSOS (L-4) - En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión Religiosos (L-4) se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales las personas se reúnen o agrupan con fines religiosos. En la tabla K.2-17 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-4).

Tabla K.2-17
Subgrupo de ocupación lugares de reunión religiosos (L-4)

Iglesias
Capillas
Salones de Culto
Salones para Agremiaciones Religiosas
Otros similares

K.2.7.6 - SUBGRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION DE TRANSPORTE (L-5) - En el Subgrupo de Ocupación Lugares de Reunión de Transporte (L-5) se clasifican las edificaciones o espacios en los cuales las personas se reúnen o agrupan con el propósito de disponer de un sitio fácil en donde puedan esperar la llegada y salida de cualquier medio de transporte de pasajeros y de carga. En la tabla K.2-18 se presenta una lista indicativa de edificaciones o espacios que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (L-5).

Tabla K.2-18
Subgrupo de ocupación lugares de reunión de transporte (L-5)

Terminales de Pasajeros
Terminales de Metro
Salas de Espera para Pasajeros
Terminales de carga
Estaciones

K.2.8 - GRUPO DE OCUPACION MIXTO Y OTROS (M)

K.2.8.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Mixto y Otros (M) se clasifican las edificaciones o espacios que por tener más de un tipo de ocupación no clasifican en ninguno de los grupos específicos de este Capítulo o cuando su ubicación es incierta. Las edificaciones o espacios correspondientes deben incluirse en el Grupo de Ocupación que en forma más aproximada represente los riesgos debidos a su ocupación y seguridad.

K.2.8.2 - DOS O MAS OCUPACIONES - Cuando una edificación esté destinada a dos o más ocupaciones es preciso proceder según los reglamentos siguientes:

(a) Aplicando las disposiciones de estos reglamentos en cada una de las partes de la edificación según el grupo de ocupación particular en que se clasifica, y en el caso que haya conflicto de disposiciones, extendiendo a toda la edificación las que proporcionen mayor seguridad al público.

(b) Independizando completamente las áreas de ocupaciones mixtas mediante construcciones tales como muros, pisos y cielos rasos, y aplicando en cada zona, con independencia de las demás, las disposiciones correspondientes a su grupo de ocupación.

K.2.9 - GRUPO DE OCUPACION ALTA PELIGROSIDAD (P)

K.2.9.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Alta Peligrosidad (P) se clasifican las edificaciones o espacios empleados en el almacenamiento, producción, procesamiento, compra, venta o uso de materiales o productos altamente inflamables o combustibles o potencialmente explosivos, propensos a incendiarse con extrema rapidez o a producir gases o vapores irritantes, venenosos o explosivos. En la tabla K.2-19 se presenta una lista de productos e industrias en general y de elementos específicos cuyos procesos deben clasificarse en el Grupo de Ocupación (P).

Tabla K.2-19
Grupo de ocupación alta peligrosidad (P)

Productos Combustibles	Industrias de plásticos	Explosivos
Productos Inflamables	Alcalis	Ropa sintética
Productos Explosivos	Acidos	Polvorerias
Productos Corrosivos	Gas Acetileno	Cerillas
Productos Tóxicos	Productos Piroxílicos	Procesadoras de papel
Industrias de Armas y Municiones	Estaciones de Gasolina	Expendios de Cocinol
Productos Químicos Tóxicos	Depósitos de Algodón	Aceites
Destilerías	Kerosene	
Industrias de Pinturas y Esmaltes	Expendios de Combustibles	

K.2.10 - GRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL (R)

K.2.10.1 - GENERAL - En el Grupo de Ocupación Residencial (R) se clasifican las edificaciones o espacios empleados como vivienda familiar o de grupos de personas o como dormitorios, con o sin instalaciones de alimentación. Se excluyen de este grupo las edificaciones o espacios de ocupación Institucional (I). El Grupo de Ocupación Residencial (R) está constituido por los Subgrupos de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1), Residencial Multifamiliar (R-2) y Residencial Hoteles (R-3).

K.2.10.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL UNIFAMILIAR Y BIFAMILIAR (R-1) - En el Subgrupo de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1) se clasifican las edificaciones o espacios empleados principalmente como vivienda o dormitorio de una o dos familias, o de menos de 20 personas. En la tabla K.2-20 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-1).

Tabla K.2-20
Subgrupo de ocupación residencial unifamiliar y bifamiliar (R-1)

Casas
Residencias Unifamiliares
Residencias Bifamiliares

K.2.10.2 - SUBGRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR (R-2) - En el Subgrupo de Ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) figuran las edificaciones o espacios empleados principalmente como vivienda, o como dormitorio de tres o más familias, o de más de 20 personas. En la tabla K.2-21 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-2).

Tabla K.2-21
Subgrupo de ocupación residencial multifamiliar (R-2)

Edificios de apartamentos
Dormitorios Universitarios
Monasterios y Afines
Multifamiliares
Internados

K.2.10.3 - SUBGRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL HOTELES (R-3) - En el Subgrupo de Ocupación Residencial Hoteles (R-3) se clasifican las edificaciones o espacios, provistas o no de servicios de alimentación, que sirven para el alojamiento de más de 20 personas durante períodos cortos de tiempo. En la tabla K.2-22 se presenta una lista indicativa de edificaciones que deben clasificarse en el Subgrupo de Ocupación (R-3).

Tabla K.2-22
Subgrupo de ocupación residencial hoteles (R-3)

Hoteles
Pensiones
Apartahoteles
Moteles
Hospederías

K.2.11 - GRUPO DE OCUPACION TEMPORAL Y MISCELANEO (T)

En el Grupo de Ocupación Temporal y Misceláneo (T) se clasifican las edificaciones o espacios que tienen ocupación de carácter temporal o cuyo tipo de ocupación varía con el tiempo. Las edificaciones del Grupo de Ocupación Temporal y Misceláneo (T) deben construirse, equiparse y conservarse de modo que cumplan los requisitos más estrictos de estos reglamentos, de acuerdo con su ocupación específica.

CAPITULO K.3
ELEMENTOS DE LAS ZONAS COMUNES

K.3.1 - GENERAL

K.3.1.1 - ALCANCE - Las disposiciones de este Capítulo tienen por objeto controlar el diseño, construcción, localización, protección, disposición y mantenimiento de los elementos requeridos para que las zonas comunes de las edificaciones puedan proporcionar medios de evacuación seguros en las edificaciones.

K.3.1.2 - REQUISITOS MINIMOS - El uso y tipo de ocupación definidas para efectos de obtener la licencia de construcción, no puede ser modificado de manera que en las zonas comunes se reduzca el número de salidas o su capacidad a valores inferiores a los prescritos en este Capítulo.

K.3.1.4 - DEFINICIONES

Acceso a la salida - Sección inicial de un medio de evacuación que conduce a una salida. El acceso a ésta incluye el salón o espacio en el cual la persona se encuentre localizada, y los pasillos, rampas, corredores y puertas que deben atravesarse en el recorrido hasta la salida.

Carga de ocupación - Número promedio de personas que admite una edificación en un momento cualquiera.

Descarga de salida - Parte de un medio de evacuación entre la terminación de la salida y una vía pública.

Escalera exterior - La que tiene uno de sus lados, por lo menos, directamente abiertos al exterior, mediante el recurso visible de un antepecho o baranda.

Escalera interior - Aquella en la que ninguno de sus lados está directamente abierto al exterior, sino indirectamente, mediante ventanas, puertas u otros medios.

Factor de carga de ocupación - Area neta de piso que se presume, ocupada por personas para efecto de utilizarse en el cálculo de la carga de ocupación de cualquier piso o espacio ocupado.

Medios de evacuación - Vías libres y continuas que partiendo desde cualquier punto de una edificación conducen a un lugar o una vía pública. Cada medio de evacuación consta de partes separadas y distintas: salida, acceso a ésta, y descarga de salida.

Modulo de ancho de salida - Ancho mínimo de salida, para el cómodo movimiento de una fila de personas a lo largo de un medio de evacuación; debe medirse en módulos de salida de 600 mm.

Nivel de calle - Piso o nivel de piso accesible desde la calle o el exterior de la edificación, provisto de entrada principal a una altura no mayor de 7 escalones sobre el nivel del suelo.

Rampa - Plano inclinado dispuesto para subir y bajar en un sentido determinado de circulación.

Salida - Parte de un medio de evacuación, separada de los demás espacios de la edificación por construcciones o equipos como se especifica en este Capítulo, y que proporciona una vía de recorrido protegida hasta la descarga de salida. Puede incluir escalera a prueba de humo, corredores, balcones, exteriores, rampas y puertas.

Vía publica - Calle, callejón u otro espacio seguro, abierto al exterior para fines de uso público y con un ancho no menor de 3 m.

K.3.2 - REQUISITOS GENERALES

K.3.2.1 - GENERAL - Toda edificación debe poseer en sus zonas comunes, salidas que por su número, clase, localización y capacidad, sean adecuadas según el destino de la ocupación, el número de ocupantes, los sistemas de extinción de incendios y la altura y superficie de la edificación, en tal forma que permitan una fácil y rápida evacuación de todos los ocupantes en caso de incendio u otra emergencia.

K.3.2.2 - PLANOS Y ESPECIFICACIONES

K.3.2.2.1 - *Disposición de salidas* - Los planos deben mostrar en cumplimiento del presente Capítulo del Reglamento con suficiente detalle, la localización, construcción, tamaño y tipo de todas las salidas, además de la disposición de pasillos, corredores y pasadizos relacionados con las mismas.

K.3.2.2.2 - *Número de ocupantes* - Los planos arquitectónicos de todas las edificaciones clasificadas dentro de los Grupos Lugares de reunión (L), Institucional (I), Fabril e Industrial (F) y Alta Peligrosidad (P), deben indicar el número de personas previstos para la ocupación de cada piso, habitación o espacio.

El número mínimo de ocupantes acomodables en las salidas de las edificaciones de los grupos mencionados, debe determinarse según la carga de ocupación prevista en el numeral K.3.3, número al cual tendrá que limitarse, entonces, la respectiva carga de ocupación del edificio.

K.3.2.3 - LOCALIZACION Y MANTENIMIENTO - Los medios de evacuación deben localizarse y mantenerse de acuerdo con los siguientes requisitos mínimos:

K.3.2.3.1 - Las salidas deben localizarse y mantenerse en forma tal que provean fácil y rápida evacuación desde cualquier sitio y en todo momento en que se encuentre ocupada la edificación.

K.3.2.3.2 - No se permite la instalación de cerraduras que bloqueen la libre evacuación desde el interior, excepto en las edificaciones del Subgrupo de Ocupación (I-1), caso en el cual corre a cargo del personal administrativo operar los mecanismos para asegurar la evacuación efectiva de ocupantes, en caso de fuego o de cualquier otra emergencia.

K.3.2.3.3 - Queda prohibido obstruir o reducir en cualquier forma la capacidad de cualquier medio de evacuación como puerta, pasaje, pasadizo, etc., requerido por las disposiciones de estos Reglamentos.

K.3.2.3.4 - En ningún caso debe permitirse que el acceso a una salida se haga a través de cocinas, cuartos de almacenamiento, dormitorios, salones de trabajo u otros espacios que pueden estar bajo llave, excepto cuando la salida sirva únicamente a un dormitorio o a otra habitación que deba permanecer cerrada, o a habitaciones adyacentes que formen partes de la misma unidad de vivienda y sean del Subgrupo de Ocupación (R-1).

K.3.2.4 - SEÑALIZACION E ILUMINACION - Los medios de evacuación deben cumplir con los requisitos siguientes en cuanto a señalización e iluminación se refiere.

K.3.2.4.1 - Toda salida o vía de escape debe ser claramente visible y estar completamente señalizada de tal manera que todos los ocupantes mentalmente capaces de la edificación, puedan encontrar sin problema la dirección de salida y en tal forma que la vía conduzca, de manera inequívoca a sitio seguro.

K.3.2.4.2 - Cualquier salida o pasadizo que no sea parte de una vía de escape, pero que por su carácter pueda tomarse como tal, debe estar dispuesta y señalizada de tal manera que se minimicen los riesgos de confusión y el peligro resultante para las personas que busquen escapar del fuego o de otra emergencia, así como para evitar que se llegue a espacios ciegos.

K.3.2.4.3 - Todos los medios de evacuación deben estar provistos de iluminación artificial y de emergencia.

K.3.2.5 - ALARMAS - Toda edificación cuyo tamaño, disposición y ocupación sean tales que en caso de emergencia no permita dar ninguna alerta, debe estar provista de alarmas y sistemas de aviso que faciliten la evacuación ordenada de los ocupantes.

K.3.2.6 - EDIFICACIONES CON AIRE ACONDICIONADO - Las edificaciones con instalación central de aire acondicionado deben cumplir los siguientes requisitos especiales:

K.3.2.6.1 - *Localización de escaleras* - En las edificaciones carentes en todos los pisos de ventanas que abran al exterior y que tengan un sistema de ventilación artificial o de aire acondicionado deben localizarse las escaleras de manera que sean accesibles al cuerpo de bomberos en, por lo menos, pisos alternados mediante aberturas o cualquier otro método debidamente autorizado.

K.3.2.6.2 - *Conductos de descarga* - No se permite que los conductos de descarga, de escape o expulsión, o los respiraderos de los sistemas de aire acondicionado descarguen hacia las escaleras o huecos de ascensores. Tampoco es admisible que se utilicen corredores que sirven de acceso a las salidas como descarga de retorno de espacios de aire acondicionado, a través de rejillas u otros dispositivos en puertas o particiones que encierran dichos espacios de aire acondicionado, a menos que se les equipe con detectores de humo aprobados para la desconexión automática de los ventiladores de suministro y descargue y el cierre de las rejillas.

K.3.2.7 - SISTEMAS DE EVACUACION PARA DISCAPACITADOS - Toda obra se deberá proyectar y construir de tal forma que facilite el acceso y la evacuación de las personas con movilidad reducida, sea ésta temporal o permanente. Así mismo se debe procurar evitar toda clase de barrera física en el diseño y ejecución de las vías en la construcción o restauración de edificios de propiedad pública o privada.

K.3.2.7.1 - Todo ascensor que se proyecte e instale debe tener capacidad para transportar al menos una persona en silla de ruedas.

K.3.2.7.2 - Cuando el proyecto se refiera a conjuntos de edificios e instalaciones que constituyan un complejo arquitectónico, éste se proyectará y construirá en condiciones que permitan en todo caso, la accesibilidad de las personas discapacitadas a los diferentes inmuebles e instalaciones complementarias.

K.3.2.7.3 - En todo complejo vial y/o medio de transporte masivo, incluidos los puentes peatonales, túneles o estaciones que se construyan en el territorio nacional, se deberá facilitar la circulación de las personas discapacitadas, planeando e instalando rampas o elevadores con acabados de material antideslizante que les permita movilizarse de un lugar a otro, y deberán contar con la señalización respectiva.

K.3.2.7.4 - Las edificaciones de varios niveles que no cuenten con ascensor estarán provistas de rampas con las especificaciones técnicas y de seguridad adecuadas, de acuerdo con la reglamentación que para el efecto expida el Gobierno Nacional o aquella que se encuentre vigente.

K.3.2.7.5 - Todos los sitios abiertos al público, de carácter recreacional o cultural, como teatros y cines, deberán disponer de espacios localizados al comienzo o al final de cada fila central, para personas en silla de ruedas. Para efectos se utilizará un área igual a la de una silla de teatro y no se dispondrá de más de dos espacios en la misma fila. La determinación del número de espacios de esta clase, será del dos por ciento de la capacidad total del teatro. Un porcentaje similar se aplicará en los vestuarios de los centros recreacionales, para las personas en sillas de ruedas. En todo caso, éstas y las demás instalaciones abiertas al público, deberán contar por lo menos con un sitio accesible para las personas en silla de ruedas.

K.3.2.8 - SEÑALIZACION DE SALIDAS PARA DISCAPACITADOS - Cuando el diseño de un sistema de salida haya sido ejecutado expresamente para permitir la salida de discapacitados, deberá proveerse de señalización adecuada que exprese esta condición.

K.3.3 - CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACION

K.3.3.1 - CARGA DE OCUPACION - Para determinar la carga de ocupación deben cumplirse los requisitos siguientes:

K.3.3.1.1 - La capacidad de los medios de evacuación de cualquier piso, gradería u otro espacio ocupado, debe ser suficiente para la respectiva carga de ocupación.

K.3.3.1.2 - La carga de ocupación debe determinarse por el mayor de los dos valores siguientes:

(a) Número real de ocupantes para los cuales este diseñado, según el caso, cada espacio, piso o edificación.

(b) El número resultante de dividir el área del espacio, piso o edificación, por el factor de carga de ocupación previsto en el numeral K.3.3.2, para los Grupos de Ocupación especificados, excepto para áreas con asientos fijos, caso en el cual la carga de ocupación debe ser igual al número de asientos contenidos.

K.3.3.1.3 - La carga de ocupación de cualquier espacio debe incluir la correspondiente a todos los espacios que descarguen a través del mismo con objeto de lograr acceso a alguna salida.

K.3.3.1.4 - Si alguna zona de la edificación tiene más de un tipo de ocupación, la carga de ocupación debe determinarse por el que dé lugar al mayor número de ocupantes. Las áreas de uso accesorias como pasillos y corredores, al servicio de las personas que ocupan las áreas principales, deben diseñarse y construirse con los medios de salida necesarios, considerando que lleguen a estar completamente ocupadas; pero dichas áreas no deben utilizarse en el cálculo de la carga total de ocupación del piso o de la edificación.

K.3.3.1.5 - Cuando las salidas sirvan a varios pisos, en el cálculo de ocupación de cada uno apenas debe utilizarse la carga correspondiente a él solo; en ningún caso, se ha de permitir que disminuya la capacidad de las salidas en la dirección del recorrido hacia el exterior de la edificación.

Tabla K.3-1
Factor de carga de ocupación

Nomenclatura	Grupos de Ocupación	Area neta de piso en metros cuadrados por ocupante
A	***ALMACENAMIENTO***	28
C	***COMERCIAL***	
C-1	Servicios	10
C-2	Bienes y Productos	
	Piso a Nivel de la Calle e Inferiores	3
	Otros pisos	6
E	***ESPECIAL***	según ocupación
F	***FABRIL E INDUSTRIAL.***	9
I	***INSTITUCIONAL***	
I-1	Reclusión	11
I-2	Salud o Incapacidad	7
I-3	Educación	
	Salones de Clase	2
I-4	Seguridad Pública	2.8
I-5	Servicio Público	0.3
L	***LUGARES DE REUNION***	
L-1	Religiosos	0.7
L-2	Deportivos (Sin asientos fijos)	0.7
L-3	Culturales (Sin asientos fijos)	1.3
L-4	Sociales y Recreativos	0.7
L-5	Transporte (No menos de 1.5 veces la capacidad de todos los vehículos que puedan descargarse simultáneamente)	0.3
P	***ALTA PELIGROSIDAD***	9
R	***RESIDENCIAL.***	18
T	***TEMPORAL Y MISCELANEO***	según ocupación

K.3.3.2 - FACTOR DE CARGA DE OCUPACION - En la tabla K.3-1 se presentan los valores normales del factor de carga que deben utilizarse para el cálculo de la carga de ocupación de un piso o espacio ocupado, según los diferentes Grupos de Ocupación.

K.3.3.2.1 - Cuando la carga de ocupación de cualquier espacio vaya a ser significativamente más baja que la correspondiente al valor especificado por la tabla K.3-1, dicho valor puede establecerse mediante la aprobación del departamento de planeación distrital o municipal.

K.3.3.2.2 - Cuando la ocupación de una edificación existente se altere o modifique de manera que haya necesidad de contar con mayores facilidades para las salidas, la autoridad competente puede autorizar dicho cambio o alteración, sin cambiar los medios de evacuación, siempre que la carga de ocupación real se limite a la determinada de acuerdo con las condiciones existentes y las disposiciones de este Capítulo.

K.3.3.2.3 - Cuando haya baños, cuartos de aseo y de almacenamiento, espacios de entrada y espacios similares ocupados al mismo tiempo con otros espacios del mismo piso de una edificación, su carga de ocupación puede omitirse en los cálculos de lo que corresponde al piso en el cual aquellos cuartos están localizados.

K.3.3.3 - MODULOS DE ANCHO DE SALIDAS - Los medios de evacuación se miden en módulos de ancho de 600 mm; se desprecian las fracciones de módulo menores de 300 mm, y en cuanto a los mayores que éstas, cada una se cuenta como medio módulo, para sumar a los módulos completos.

K.3.3.3.1 - El ancho del medio de evacuación debe medirse en el punto más estrecho del elemento de la correspondiente vía.

K.3.3.3.2 - ***Capacidad por módulo de ancho*** - La capacidad en número de personas por módulo de ancho para medios de evacuación aprobados deben calcularse de acuerdo con la tabla K.3-2 y según el Grupo de Ocupación al cual pertenezca la edificación o espacio correspondiente.

Tabla K.3-2
Capacidad por modulo de ancho de salida

Grupo o Subgrupo de ocupación de la edificación o área considerada	**Número de ocupantes por cada módulo de ancho**	
	Corredores, puertas y pasajes de salidas	Escaleras
ALMACENAMIENTO (A)	100	75
COMERCIAL (C)	100	60
ESPECIAL (E)	según ocupación	según ocupación
FABRIL, E INDUSTRIAL (F)	100	60
INSTITUCIONAL (I-1)	100	60
INSTITUCIONAL (I-2)	30	22
INSTITUCIONAL (I-3, I-4 y I-5)	100	60
LUGARES DE REUNIÓN (L)	100	75
ALTA PELIGROSIDAD (P)	100 *	60 *
RESIDENCIAL (R)	100	60

* Unicamente cuando la edificación o área considerada, estén provistas de un sistema completo de extinción de incendios.

K.3.3.3.3 - Cuando la edificación o espacio considerados estén provistos de un sistema completo de extinción de incendios, los valores para el número de ocupantes, por módulo de ancho, dados en la tabla K.3-2, pueden incrementarse en un 50%.

K.3.3.4 - ANCHO MINIMO - El ancho mínimo de cualquier vía de acceso a las salidas no debe ser menor a lo especificado para usos individuales en el numeral K.3.3.3, excepto para puertas, según las disposiciones del numeral K.3.8.2, en las cuales el ancho mínimo prescrito no debe ser inferior a 700 mm.

K.3.3.4.1 - Cuando la vía de acceso a una salida sea única, la capacidad, en términos de su ancho, debe ser por lo menos igual a la que exija la salida hacia la cual se proyecta. Cuando exista más de una vía de acceso a la salida, éstas deben tener el ancho adecuado para acomodar el número de personas que requieran.

K.3.3.4.2 - *Capacidad de los medios de evacuación en el nivel de la calle* - La capacidad de evacuación de las salidas a nivel de la calle o del primer piso, como corredores, pasajes de salida, vestíbulos o puertas de salida al exterior de la edificación, debe determinarse como se especifica en este numeral.

K.3.3.4.3 - El número de ocupantes por cada módulo de ancho de salida debe ser de 100 personas para la carga de ocupación del primer piso o del piso a nivel de la calle.

K.3.3.4.4 - Se requiere de 0.75 módulos de ancho de salida por cada módulo de ancho de escalera o rampa que descargue en el correspondiente nivel, excepto cuando exista una sola salida vertical a él, en cuyo caso el ancho de la salida debe ser el mismo de la salida vertical.

K.3.4 - NUMERO DE SALIDAS

K.3.4.1 - GENERAL - Las salidas y los medios de evacuación deben diseñarse y localizarse de manera que la seguridad no dependa únicamente de uno solo de estos medios, y proveerse de dispositivos de seguridad para evitar que cualquier medio único de salida sea ineficiente debido a alguna falla humana o mecánica

K.3.4.1.1 - En toda edificación, o área de ésta, cuya ocupación, tamaño y disposición sea tal que la seguridad de sus ocupantes se vea comprometida por el bloqueo de alguno de los medios de evacuación en caso de incendio u otra emergencia, éstos deben ubicarse tan alejados entre sí como sea posible y de tal manera que se minimice la posibilidad de que ambos medios se bloqueen simultáneamente.

K.3.4.2 - NUMERO DE SALIDAS - El número mínimo de salidas por carga de ocupación está dado en la tabla K.3-3.

Tabla K.3-3
Numero mínimo de salidas por carga de ocupación

Carga de ocupación	Número mínimo de salidas
0 - 100	1
101 - 500	2
501 - 1000	3
1001 o más	4

K.3.4.2.1 - Cuando la carga total de ocupación de un recinto exceda la indicada en la tabla K.3-4 éste debe contar cuando menos con una puerta adicional.

Tabla K.3-4
Carga máxima de ocupación por puerta

Grupo de ocupación		Carga máxima de ocupación por una puerta
ALMACENAMIENTO	(A)	50
COMERCIAL	(C)	75
FABRIL E INDUSTRIAL	(F)	50
INSTITUCIONAL:	(I-1)	50
	(I-2)	15
	(I-3), (I-4) (I-5)	50
LUGARES DE REUNION	(L)	50
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	10
RESIDENCIAL	(R)	20

K.3.5 - ACCESOS A LAS SALIDAS

K.3.5.1- GENERAL - Los siguientes son los requisitos generales que deben cumplir los accesos a las salidas.

K.3.5.1.1 - El acceso a las salidas incluye el salón o espacio en el cual esté localizado un ocupante, así como los pasillos, rampas, corredores y puertas que deben atravesarse en el recorrido hacia la respectiva salida. Los corredores utilizados como acceso a una salida, y de carga de ocupación superior a 30, deben separarse de las otras partes del edificio, por elementos tales como muros o divisiones, construidos con materiales incombustibles. Las aberturas en tales elementos, tienen que protegerse con puertas hechas de materiales de combustión lenta.

K.3.5.1.2 - El ancho de los accesos a las salidas debe determinarse con la carga de ocupación del área que descarga sus ocupantes hacia estos accesos y con observancia de los requisitos tal y como lo define K.3.4.

K.3.5.1.3 - Cuando se requiera más de una salida en cada piso, cada una debe localizarse para que tenga acceso desde cualquier punto de un corredor, y limitarse los trayectos ciegos en los pasillos a una longitud máxima de 6 m.

K.3.6 - DISTANCIA DE RECORRIDO

K.3.6.1 - La distancia de recorrido debe medirse sobre el piso, a lo largo de la línea central en el sentido natural del recorrido. Cuando el recorrido incluya escaleras, éstas deben medirse en el plano del borde de las huellas.

K.3.6.2 - En el caso de áreas abiertas, la distancia de recorrido debe medirse desde el punto más remoto sujeto a ocupación.

K.3.6.3 - En el caso de salones individuales ocupables por no más de 6 personas, la distancia de recorrido debe medirse desde las puertas de dichos salones, previendo que la distancia de recorrido desde cualquier punto del salón hasta la puerta del mismo, no exceda de 15 m.

K.3.6.4 - Cuando se permitan escaleras abiertas o rampas como recorrido a las salidas, tales como las que hay entre balcones o entrepisos y el piso inferior, la distancia debe incluir el recorrido sobre la escalera o rampa, más el que va desde el final de la escalera o rampa, hasta una puerta exterior u otra salida, además de la distancia para llegar a la escalera o rampa.

K.3.6.5 - DISTANCIA - La distancia máxima de recorrido desde el punto más alejado hasta el centro de cualquier salida exterior, salida vertical, escalera interior, corredor de salida o salida horizontal, no debe sobrepasar los límites especificados en la tabla K.3-5.

Tabla K.3-5
Distancia en metros de recorrido de una salida

Grupo de ocupación		Distancia de recorrido (m)
ALMACENAMIENTO	(A)	60
COMERCIAL	(C-1)	30
COMERCIAL	(C-2)	15
FABRIL E INDUSTRIAL	(F)	45
INSTITUCIONAL	(I-1), (I-2)	30
	(I-3), (I-4)- (I-5)	45
LUGARES DE REUNION	(L)	45
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	22
RESIDENCIAL	(R)	15

NOTA: Estas distancias se pueden incrementar hasta en un 30 % si los elementos de evacuación son rectilíneos, carecen de escaleras intermedias y conducen a zonas exteriores a nivel, de área adecuada para recibir la descarga de ocupación que determinen los casos individuales.

K.3.7 - PROTECCION DE LOS MEDIOS DE EVACUACION

K.3.7.1 - CORREDORES - Los corredores utilizados como acceso a una salida con carga de ocupación superior a 30, deben separarse de las otras partes de la edificación por muros, particiones u otros elementos hechos con materiales no combustibles.

K.3.7.2 - SALIDAS - Cuando una salida requiera protección de las otras partes de la edificación, el elemento de separación debe construirse de acuerdo con los requisitos de éste .

K.3.7.2.1 - Las salidas deben proporcionar protección contra el fuego y el humo a lo largo de todo su recorrido, por medio de separaciones levantadas con materiales no combustibles.

K.3.7.2.2 - Todas las aberturas de las salidas deben protegerse con marcos y puertas de materiales de combustión lenta o incombustibles.

K.3.8 - MEDIOS DE SALIDA

K.3.8.1 - GENERAL - Los medios de salida deben cumplir los requisitos generales siguientes:

K.3.8.1.1 - Es preciso que todas las salidas se localicen de tal manera que sean claramente visibles; su ubicación debe indicarse claramente y su acceso debe mantenerse sin obstrucciones y libres de obstáculos durante todo el tiempo.

K.3.8.1.2 - Toda salida debe desembocar directamente a la calle, a un espacio abierto o a un área de refugio no obstruible por fuego, humo u otra causa, y tener dimensiones tales que aseguren la evacuación de los ocupantes.

K.3.8.2 - PUERTAS - Toda puerta, incluyendo en ella el marco y la cerradura, puede considerarse como elemento de un medio de evacuación siempre y cuando cumpla con los requisitos especificados en éste y en el numeral K.3.3.

K.3.8.2.1 - *Dimensiones* - Cada puerta individual debe tener a lo ancho una luz mínima efectiva de 800 mm, salvo las destinadas a dormitorios, en que esa longitud se puede disminuir hasta 700 mm. Cuando la puerta se subdivida en dos o más aberturas separadas, el ancho mínimo de cada una de éstas no debe ser menor de 700 mm; las aberturas se calculan separadamente para determinar el número de módulos de ancho de salida requeridos. En cuanto a la altura, las puertas no deben tener menos de 2.0 m. Se excluyen las puertas de particiones sanitarias.

K.3.8.2.2 - *Cerraduras de puertas* - Cada puerta de salida que sirva un área con carga de ocupación superior a diez o una edificación de Alta Peligrosidad (P), deben poder abrirse fácilmente en cualquier momento, desde el lado en el cual va a realizarse la evacuación y sin que se requiera mayor esfuerzo ni el uso de llaves.

K.3.8.2.3 - *Secuencia de puertas* - Las puertas en serie deben tener un espaciamiento libre entre ellas de por lo menos 2.10 m, medido cuando están cerradas.

K.3.8.2.4 - *Restricciones* - No se permite utilizar como puertas de salida las simplemente giratorias o plegables. Si por cualquier motivo deben usarse dichas puertas, éstas deberán permanecer abiertas o retiradas mientras la edificación esté ocupada.

K.3.8.2.5 - *Giro de puertas* - Las puertas de salida de espacios o habitaciones de edificaciones de carga de ocupación superior a 100 personas y de corredores desde habitaciones que requieren más de una puerta, deben girar en la dirección de evacuación. No se permite utilizar puertas de vaivén cuando la carga de ocupación del área donde se hallen sea superior a 100.

K.3.8.2.6 - *Fuerza de apertura* - La fuerza requerida para abrir completamente una puerta debe ser inferior a 250 N.

K.3.8.2.7 - *Nivel del piso* - El piso a ambos lados de cualquier puerta de salida o de corredor, debe tener el mismo nivel a lo largo de una distancia perpendicular a la abertura de la puerta, por lo menos igual al ancho de la puerta.

K.3.8.3 - ESCALERAS INTERIORES - Toda escalera interior de dos o más peldaños que sirva como medio de evacuación, debe cumplir los requisitos de este numeral, salvo cuando sólo se utilice como medio de acceso a sitios ocupados por equipos que exijan revisión periódica, o cuando se localice dentro de apartamentos o residencias individuales.

K.3.8.3.1 - Toda escalera que sirva como medio de evacuación debe tener el carácter de construcción fija permanente.

K.3.8.3.2 - *Capacidad* - La capacidad de escaleras y puertas que accedan a escaleras encerradas, debe calcularse de acuerdo con los numerales K.3.4 y K.3.5.

K.3.8.3.3 - *Ancho mínimo* - Las escaleras con carga de ocupación superior a 50 personas, deben tener ancho mínimo de 1.20 m; cuando la carga de ocupación sea inferior a 50, dicho ancho mínimo puede reducirse a 900 mm.

En edificaciones residenciales unifamiliares de 2 pisos, o en escaleras privadas interiores de apartamentos, el ancho mínimo permisible es de 750 mm.

K.3.8.3.4 - *Huella y contrahuella* - La huella y contrahuella de las escaleras interiores deben cumplir los requisitos siguientes:

- **(a)** El ancho mínimo de huella, sin incluir proyecciones, debe ser de 280 mm y la diferencia entre la huella más ancha y la más angosta, en un trayecto de escaleras, no debe llegar a los 20 mm.
- **(b)** La altura de la contrahuella no debe ser menor de 100 mm ni mayor de 180 mm y la diferencia entre la contrahuella más alta y la más baja, en un trayecto de escaleras, mantenerse por debajo de 20 mm.
- **(c)** La altura de la contrahuella y el ancho de la huella deben dimensionarse en tal forma que la suma de 2 contrahuellas y una huella, sin incluir proyecciones, oscile entre 620 mm y 640 mm.
- **(d)** Puede permitirse el uso de tramos curvos entre 2 niveles o descansos, solo si los peldaños tienen un mínimo de 240 mm de huella, medidos sobre una línea situada a 1/3 del borde interior del tramo, y como máximo a 420 mm en el borde exterior.

K.3.8.3.5 - *Descansos* - Todo descanso debe tener una dimensión mínima, medida en la dirección del movimiento, igual al ancho de la escalera, pero tal dimensión no necesita exceder de 1.20 m.

La diferencia de nivel entre dos descansos o entre un descanso y un nivel de piso, debe ser inferior a 2.40 m en sitios de reunión y edificaciones institucionales; en todos los demás casos esta diferencia de nivel debe ser inferior a 3.50 m.

K.3.8.3.6 - *Pasamanos* - Los pasamanos deben cumplir los siguientes requisitos:

- **(a)** Los pasamanos deben colocarse a una altura no menor de 750 mm ni mayor de 850 mm, medida desde el punto de intersección de la huella con la contrahuella.
- **(b)** Los pasamanos deben diseñarse de modo que resistan una carga mínima de 750 N/m aplicada en cualquier dirección y sobre cualquier punto del pasamanos. El espacio libre entre la pared y el pasamanos debe ser superior a 37 mm. Los extremos del pasamanos deben alcanzar los 450 mm más allá del de los escalones primero y último.
- **(c)** Todo pasamanos debe tener al menos un elemento intermedio longitudinal a la mitad de la altura desde el nivel del piso hasta el nivel del pasamanos.

K.3.8.3.7 - *Altura libre mínima* - Toda escalera debe disponer de una altura libre mínima de 2 m, medida verticalmente desde un plano paralelo y tangente a las proyecciones de los peldaños hasta la línea del cielo raso.

K.3.8.3.8 - *Materiales de las escaleras* - Las huellas de las escaleras y de los descansos, deben construirse con material rígido antideslizante. No se permiten las escaleras de madera como medio de evacuación en ningún caso.

K.3.8.3.9 - *Escaleras circulares* - Las escaleras circulares pueden emplearse como elementos de salida cuando el ancho mínimo de la huella sea de 250 mm y el radio mínimo resulte mayor que el doble del ancho de la escalera.

K.3.8.3.10 - *Escaleras de caracol* - Las escaleras de caracol pueden servir como elementos de acceso a la salida en el interior de apartamentos y cuando conduzcan a un acceso de un mezanine no mayor de 40 m^2. El ancho mínimo de la escalera debe ser de 700 mm y la dimensión mínima de la huella, 190 mm, medida a una distancia de 300 mm del borde interior de la escalera.

K.3.8.4 - ESCALERAS EXTERIORES - Cualquier escalera exterior instalada permanentemente en una edificación, puede servir como salida cuando cumpla los requisitos exigidos anteriormente para escaleras interiores y los prescritos en este numeral.

K.3.8.4.1- *Protección contra el fuego* - Las escaleras exteriores utilizadas en edificaciones de 3 o más pisos, deben estar sólidamente integradas al edificio y su capacidad portante se determinará según los factores y carga de ocupación que el uso determine.

K.3.8.5 - ESCALERAS MECANICAS - Las escaleras mecánicas deben cumplir los requisitos especificados en el Capítulo K.14 “Instalaciones de Transporte Vertical”, además de los que en éste se establecen.

K.3.8.5.1 - Las escaleras mecánicas deben operar en un solo sentido, tienen que ser de huella horizontal y estar constituidas por materiales incombustibles, a excepción de la superficie de las huellas, de los pasamanos y de las ruedas de los peldaños. Adicionalmente deben existir escaleras convencionales como medio de evacuación alterno a las escaleras mecánicas en todos los edificios que las posean.

K.3.8.5.2 - Para efectos de capacidad, una escalera mecánica de 800 mm de ancho representa un módulo de salida. Las escaleras de 1.20 m de ancho proporcionan 2 módulos de salida.

K.3.8.6 - RAMPAS - Las rampas utilizadas como medio de evacuación, deben cumplir los requisitos especificados en el numeral K.3.6, además de los especificados en éste.

K.3.8.6.1 - *Clasificación* - Las rampas deben designarse como de clase A o de clase B de acuerdo con la tabla K.3-6.

Tabla K.3-6
Tipos de rampas y dimensiones

	Clase A	Clase B
Ancho mínimo	1.0 m	0.75 m
Inclinación máxima	8.0 %	10.0 %
Longitud de descansos	3.6 0 m	1.80 m

K.3.8.6.2 - *Pasamanos* - Las rampas deben estar provistas de pasamanos los cuales deben cumplir los requisitos especificados en el numeral K.3.8.3.6.

K.3.8.6.3 - *Techos* - Los techos sobre las rampas deben estar a una altura mínima de 2 m y la superficie de las mismas debe ser rugosa, estriada o estar provista de material antideslizante.

K.3.8.6.4 - *Inclinación* - La inclinación de la rampa debe ser constante a lo largo de toda su longitud. Los cambios de inclinación que haya necesidad de hacer en la dirección del recorrido se practicarán únicamente en los descansos.

K.3.8.7 - SALIDAS A PRUEBA DE HUMO - Las salidas a prueba de humo deben cumplir las disposiciones siguientes:

K.3.8.7.1 - Deben constar de escalera, vestíbulo y muros de cerramiento, construidos con materiales no combustibles o de alta resistencia al fuego.

K.3.8.7.2 - Deben descargar sus ocupantes en el exterior del edificio o en un pasaje de salida que conduzca a él. En edificaciones de ocho o más pisos de altura, por lo menos una de las salidas debe ser a prueba de humo.

K.3.8.7.3 - *Acceso* - El acceso a la escalera debe hacerse en cada piso a través de un descanso o plataforma de ancho mayor o igual al de la escalera.

K.3.8.7.4 - *Muros* - Los muros de cerramiento de las escaleras deben construirse con material no combustible.

K.3.9 - ILUMINACION DE LOS MEDIOS DE EVACUACION

K.3.9.1 - GENERAL - La iluminación de los medios de evacuación debe cumplir todas las disposiciones generales siguientes:

K.3.9.1.1 - La iluminación de los medios de evacuación debe ser continua durante todo el tiempo en que por las condiciones de ocupación, se requiera que las vías de escape estén disponibles para ser utilizadas.

K.3.9.1.2 - Los medios de evacuación deben iluminarse en todos los puntos, incluyendo ángulos e intersecciones de corredores y pasillos, escaleras, descansos y puertas de salida, con no menos de 10 lux medidos en el piso.

K.3.9.1.3 - En auditorios, teatros y salas de conciertos, la iluminación puede reducirse a 2 lux durante la función.

K.3.9.1.4 - Toda iluminación debe disponerse en forma tal que si se presenta una falla en alguna unidad de iluminación, ésta no deje en oscuridad el área servida.

K.3.9.1.5 - La iluminación tiene que suministrarse por medio de una fuente que asegure razonable confiabilidad, tal como se exige, para el servicio eléctrico público.

K.3.9.2 - LUCES DE EMERGENCIA - Los medios de evacuación de toda edificación, excepción hecha de las de los Grupos (R-1) y (R-2), deben estar provistos de las instalaciones indispensables para que haya luces de emergencia.

K.3.9.2.1 - El sistema de iluminación de emergencia debe alimentarse con dos fuentes independientes de suministro; una tomada de la acometida del edificio y derivada antes del control general de la edificación, pero después del contador, con circuitos e interruptores independientes en forma tal que al desconectar la corriente de los demás circuitos de la edificación ésta quede energizada, la otra tomada de una fuente auxiliar que garantice el funcionamiento del sistema en caso de un corte en la energía eléctrica.

K.3.9 3 - CAMBIOS DE FUENTES - Cuando el suministro de iluminación dependa de un cambio de una fuente de energía a otra, no debe haber una interrupción apreciable de la iluminación durante el cambio. Cuando la iluminación de emergencia la proporcione un generador operado por un motor primario, de gasolina o diesel (nunca eléctrico), no debe permitirse un retardo mayor a diez segundos.

K.3.10 - SEÑALIZACION DE SALIDAS

K.3.10.1- Toda señal requerida en la ubicación de medios de evacuación, debe dimensionarse y diseñarse con colores blanco y rojo, en tal forma que sea claramente visible. La localización de estas señales debe ser tal que ningún punto en los accesos de salidas se encuentre a más de 30 m de la señal más cercana.

K.3.10.2 - Toda señal debe tener la palabra “SALIDA” escrita en caracteres legibles, no menores de 150 mm de alto, y trazo no menor de 20 mm de ancho, iluminados por una fuente de energía confiable.

K.3.10.3 - La señal debe tener, además una flecha que indique la dirección apropiada, cuando no sea evidente cuál ha de seguirse para llegar a la salida más próxima.

K.3.10.4 - RESTRICCIONES - Las puertas, corredores o escaleras que, no siendo salida ni formen parte de un acceso de salida, estén localizadas en forma tal que se presten a equivocaciones deben señalizarse con un aviso que diga, “NO PASE” dispuesto de modo que no se confunda con los avisos de salida.

K.3.11 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION ALMACENAMIENTO (A)

K.3.11.1 - NUMERO DE SALIDAS - En toda edificación o estructura, o sección de ésta, que se considere separada, debe haber, por lo menos dos medios de evacuación distantes entre sí tanto como sea posible.

K.3.11.1.1 - En espacios o áreas cerradas puede permitirse que haya una sola salida cuando la edificación tenga un área menor de 900 m^2, siempre que normalmente esté ocupada apenas por un centenar de personas y no contenga material de alta peligrosidad.

K.3.11.1.2 - La distancia de recorrido hasta cualquier medio único de salida no debe ser superior a 15 m si se tiene un sistema de extinción sin rociadores y a 30 m, en caso que sí los haya.

K.3.12 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION COMERCIAL (C)

K.3.12.1- CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACION - La capacidad de un módulo de ancho de salida debe ser la que en seguida se prescribe, según el elemento del cual se trate.

K.3.12.1.1 - Puertas que den directamente al exterior de la edificación o a nivel del piso, o cuyo nivel no exceda de éste en tres escalones por encima o por debajo: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.2 - Escaleras interiores o exteriores y ductos a prueba de humo: 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.3 - *Rampas* - Deben cumplir con lo estipulado en el numeral K.3.8.6 o según su clase, contar con la capacidad aquí indicada:

Clase A: 100 personas por módulo de ancho de salida.
Clase B: 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.4 - Salidas Horizontales: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.12.1.5 - En almacenes con área superior a 270 m^2, el número de puertas de salida al nivel de la calle o de puertas simplemente horizontales, debe ser suficiente para proporcionar los siguientes módulos de salida:

(a) Uno por cada 100 personas, a nivel de la calle.
(b) Uno por cada dos módulos requeridos para las escaleras que conduzcan al nivel de la calle desde pisos inferiores.
(c) Uno y medio por cada dos módulos requeridos para escaleras que conduzcan al nivel de la calle.
(d) Uno y medio por cada dos módulos requeridos para escaleras mecánicas que conduzcan al nivel de la calle, o donde éstas se utilicen como medio auxiliar de evacuación o de acceso a las salidas requeridas.

K.3.12.2 - ACCESO A LAS SALIDAS - El ancho total de los corredores que conduzcan a una salida, debe por lo menos ser igual al ancho que se haya fijado para ésta.

K.3.12.2.1 - En edificaciones del Grupo de Ocupación (C-2), con más de 270 m^2 en el piso a nivel de la calle, debe disponerse por lo menos de un corredor con ancho mínimo de 1.50 m, que conduzca directamente a una salida al exterior de la edificación.

K.3.12.3 - NUMERO DE SALIDAS - Las edificaciones del Grupo de Ocupación Comercial (C), deben tener el número de salidas especificado según lo siguiente:

K.3.12.3.1 - *Edificaciones del Subgrupo de Ocupación Comercial Servicios (C-1)* - Debe existir, por lo menos, dos salidas accesibles desde cualquier punto de todos los pisos, incluyendo los inferiores a nivel de la calle, con excepción de los que tengan salida directa a la calle o a un área abierta, con distancia total de recorrido no mayor de 30 m hasta la salida y carga de ocupación inferior a 100 personas.

Las salidas directas deben disponerse en el mismo nivel del piso, y cuando haya que atravesar escaleras éstas no podrán salvar en tramos individuales más de 4.50 m de altura, deben estar aisladas de cualquier otra parte de la edificación, y carecer de puertas dentro de su desarrollo.

K.3.12.3.2 - ***Edificaciones del Subgrupo de Ocupación Comercial Bienes (C-2)*** - Todo almacén del Subgrupo C-2 debe contar por lo menos, con dos salidas separadas y accesibles desde cualquier lugar de la edificación, incluyendo los pisos colocados bajo el nivel de la calle. Unicamente los almacenes de área menor de 270 m^2 y cuyos puntos no disten entre sí más de 15 metros, pueden tener una sola salida.

K.3.13 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION FABRIL E INDUSTRIAL (F)

K.3.13.1 - CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACION - La capacidad por módulo de ancho de salida debe ser, según los elementos a que se refiere, como sigue:

K.3.13.1.1 - Para puertas que conduzcan directamente al exterior de la edificación a nivel del piso, o cuyo nivel no exceda de tres escalones por encima o, por debajo de éste: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.13.1.2 - Para escaleras interiores o exteriores o ductos a prueba de humo: 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.13.1.3 - Para rampas: de acuerdo con el numeral K.3.8.

Clase A: 100 personas por módulo de ancho de salida.

Clase B: 60 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.13.1.4 - Salidas horizontales: 100 personas por módulo de ancho de salida, pero no más del 50% de la capacidad requerida de salida.

K.3.13.1.5 - En ocupaciones industriales especiales, hay que proporcionar los medios de evacuación en espacios ocupados por personas, sin considerar los que sirven exclusivamente a maquinaria y equipos.

K.3.13.2 - DISTANCIA DEL RECORRIDO - En edificaciones industriales con riesgos leves o altos, y en ocupaciones industriales generales y especiales, que requieran áreas de piso no divididas y distancias de recorrido superiores a 45 m, la movilización a las salidas debe efectuarse por medio de escaleras que conduzcan a través de muros cortafuego o de túneles de evacuación a prueba de humo, pasajes elevados o salidas horizontales. Cuando sea imposible proveer estos dispositivos puede permitirse el uso de distancias hasta de 90 m a la salida más próxima, siempre que en conjunto se observen los siguientes requisitos adicionales:

K.3.13.2.1 - Limitación a edificios de un piso, con acabados de difícil combustión y no productores de humo.

K.3.13.2.2 - Provisión de iluminación de emergencia.

K.3.13.2.3 - Provisión de sistemas automáticos de extinción, supervisados periódicamente.

K.3.13.2.4 - Provisión de ventilación por medios mecánicos o en virtud de una apropiada configuración arquitectónica de la edificación que evite que, dentro de un espacio de 1.80 m del nivel, los ocupantes se vean afectados por los humos o gases provenientes del fuego, antes de llegar a las salidas.

K.3.13.3 - NUMERO DE SALIDAS - Debe haber por lo menos dos salidas para cada piso o sección de éste, incluyendo los que quedan bajo el nivel de descarga.

K.3.13.3.1 - Las áreas con capacidad no mayor de 25 personas, con salida directa a la calle o a una zona abierta fuera de la edificación y a nivel de tierra, y en las que el recorrido desde cualquier punto hasta el exterior

no exceda de 15 m, pueden tener una sola salida; ésta debe ubicarse sobre el propio nivel del piso y si es preciso atravesar escaleras, el recorrido vertical de cada tramo no ha de sobrepasar los 4.50 m. Deben estar aisladas de cualquier otra parte de la edificación y carecer de puertas en su desarrollo.

K.3.14 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION INSTITUCIONAL (I)

K.3.14.1 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-1) - Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en el Subgrupo de Ocupación Institucional de Reclusión (I-1) deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.1.1 - *Accesos a las salidas* - Los diferentes tipos de accesos a las salidas deben cumplir los requisitos especificados a continuación:

***Puertas* -** Todo salón debe tener una puerta de acceso a un corredor provisto de salida, excepto cuando las que posea, abran directamente al exterior. Las puertas que sirven al interior de un corredor deben tener un retroceso para que prevenga interferencias con el tránsito del corredor. Cualquier puerta que no disponga de tal artificio debe abrir en un ángulo de 180° hasta parar contra el muro.

***Corredores y mezanines* -** Los pasillos, corredores o rampas que sirvan de acceso a una salida, deben tener ancho mínimo de 1.20 m como acceso a una salida, pero sin que sus trayectos ciegos excedan de los 6 m. Todo corredor tiene un ancho mínimo 1.20 m, el cual debe estar siempre libre de obstrucción por parte de cualquier clase de maquinaria fija o móvil. Donde se utilicen corredores exteriores o mezanines como medio de evacuación, éstos deben conducir a una salida situada a una distancia no mayor de 45 m, medida desde cualquier punto del corredor o mezanine.

***Salones bajo el nivel de descarga* -** Los salones o espacios situados bajo el nivel de descarga de salidas, deben tener acceso por lo menos a una salida que conduzca al exterior de la edificación en el nivel de descarga de las salidas o a nivel del terreno, sin tener que pasar por el piso superior.

***Ventanas* -** Cada salón o espacio utilizado para enseñanza, debe estar provisto, al menos, de una ventana exterior utilizable para rescate de emergencia, a menos que el salón disponga de una puerta que conduzca directamente al exterior del edificio.

K.3.14.1.2 - *Distancia de recorrido* - Es preciso que la distancia de recorrido no supere los siguientes valores:

(a) Entre cualquier puerta de una edificación considerada como acceso de salida y una salida: 30 m .
(b) Entre cualquier punto de una habitación y una salida: 45 m.
(c) Entre cualquier punto de una habitación utilizada para el cuidado de enfermos y una puerta de dicha habitación para el acceso de una salida: 15 m.

K.3.14.1.3 - *Medios de salida* - En edificaciones Institucionales de Reclusión, es preciso que las puertas tengan cerraduras que impidan la libre circulación y es conveniente que haya sistemas de apertura de las puertas por control remoto.

K.3.14.2 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-2) - Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en el Subgrupo de Ocupación Institucional Salud o Incapacidad (I-2), deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.2.1 - *Capacidad de los medios de evacuación* - La capacidad de los medios de evacuación por escaleras debe ser de 22 personas por módulo de ancho de salida y la de los medios de evacuación de recorrido horizontal (sin escaleras), tales como puertas y corredores, de 30 personas por módulo de ancho de salida. La velocidad de evacuación para estos casos debe ser de 22 a 30 personas por minuto y por módulo de ancho de salida.

La capacidad de los medios de evacuación protegidos en todo su recorrido mediante un sistema debidamente aprobado de rociadores automáticos, puede aumentarse a 35 personas por módulo de ancho de salida para

medios de evacuación por escaleras y a 45 personas por módulo de ancho de salida, para medios de evacuación horizontales sin escaleras.

K.3.14.2.2 - *Número de salidas* - Los dormitorios de pacientes deben estar provistos de sendas puertas de acceso a corredores que conduzcan a una salida. Los pasillos, corredores y rampas de salida deben tener ancho libre mínimo de 2.40 m; en cualquier ala de alcobas con áreas mayores de 200 m^2, debe haber por lo menos dos puertas de salida, tan separadas entre sí como sea posible.

K.3.14.2.3 - *Medios de salida* - Las puertas de salida utilizadas para el desplazamiento de camas y camillas deben tener por lo menos 1.10 m de ancho. Es preciso que las puertas dispongan de un sistema de apertura contra pánico, excepto las que evacuen una carga de ocupación inferior a 75 personas.

K.3.14.3 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL SUBGRUPO DE OCUPACION (I-3) - Los medios de evacuación de las edificaciones que clasifiquen en los Subgrupos de Ocupación Institucional Educación (I-3), Seguridad Pública (I-4) y Servicio Público (I-5) deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.14.3.1 - *Capacidad de los medios de evacuación* - Toda edificación educacional y de seguridad o Servicio Público, y cualquiera de sus secciones o áreas que se consideren separadamente deben tener el número de salidas suficiente para que según su capacidad, se ofrezcan uno o más de los siguientes tipos de salidas:

- **(a)** Puertas que conduzcan directamente al exterior de la edificación a nivel del piso, o nivel principal de salida: 100 personas por módulo de ancho de salida.
- **(b)** Puertas que conduzcan directamente al exterior de la edificación, pero que requieran más de tres escalones para llegar al nivel del piso: 100 personas por módulo de ancho de salida; en este caso los escalones deben tener 1/3 de módulo de ancho de salida más que la puerta, para permitir mayor velocidad de salida.
- **(c)** Escaleras interiores, exteriores o de incendio: 60 personas por módulo de ancho de salida.
- **(d)** Rampas:
  - *Clase A:* 100 personas por módulo de ancho de salida.
  - *Clase B:* 60 personas por módulo de ancho de salida.
- **(e)** Salidas horizontales: 100 personas por módulo de ancho de salida.

K.3.14.3.2 - *Ancho mínimo de corredores* - Abarcará el número de módulos de ancho de salida que determine el número de ocupantes del área en cuestión según lo estipulado en la tabla K.3-2, y no debe hallarse obstruido por equipos movibles. Las puertas que abren hacia el interior de un corredor de salida, deben tener un retroceso que prevenga interferencias con el tránsito del corredor; cualquier puerta que carezca de retroceso debe abrirse en un ángulo de 180 grados hasta parar contra el muro.

K.3.14.3.3 - Los módulos de ancho de salida o las fracciones de ellos que se requieran para cualquier piso individual pueden servir simultáneamente a todos los niveles por encima del primer piso o del piso del nivel de descarga.

K.3.14.3.4 - *Número de salidas* - Cada área de piso debe disponer, por lo menos, de dos salidas. Todo espacio con capacidad mayor de 50 personas o con más de 90 m^2 de área, debe disponer, de por lo menos, de 2 puertas de salida tan separadas como sea posible; estas puertas han de dar acceso a salidas diferentes o a corredores comunes que conduzcan a salidas separadas en direcciones opuestas.

K.3.15 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION LUGARES DE REUNION (L)

K.3.15.1 - CAPACIDAD DE LOS MEDIOS DE EVACUACION - Todo sitio de reunión tiene que contar con un número de salidas suficiente como para satisfacer la capacidad total del recinto, tales salidas deben cumplir los requisitos siguiente.

K.3.15.1.1 - Ningún medio de evacuación puede medir menos de dos módulos de ancho de salida.

K.3.15.1.2 - Debe haber una salida principal cuyo ancho sea el necesario para acomodar la mitad de la carga total de ocupación, pero sin que resulte menor del ancho total indispensable para todo corredor, pasillo o escalera que desemboquen en ella y de manera que el nivel de salida se coloque al exterior o se conecte a una rampa o escalera dirigida a cualquier vía pública.

K.3.15.1.3 - Cada nivel de un sitio de reunión debe tener acceso a la salida principal y salidas suficientes para evacuar las dos terceras partes de la carga de ocupación total del nivel en flujo continuo, con promedio de 60 personas por minuto, por módulo de ancho de salida. Estas salidas deben conducir directamente a una vía pública, o a patios, escaleras protegidas, escaleras exteriores o pasillos que conduzcan a una calle y estar localizadas tan lejos como sea posible de la salida principal. Cuando se disponga únicamente de dos salidas, cada una debe tener el ancho suficiente para recibir, por lo menos, la mitad de la carga de ocupación total.

K.3.15.2 - ACCESOS A LAS SALIDAS - Toda sección de edificación del grupo de Ocupación Lugares de Reunión (L), que aloje asientos, mesas u otros objetos, debe estar provista de pasillos que conduzcan a las salidas.

K.3.15.2.1 - Todo pasillo debe tener un ancho mínimo de 900 mm cuando sirva a más de 60 asientos sobre un lado y no menos de 1.20 m cuando sirva a asientos sobre ambos lados. Estos anchos mínimos deben medirse en el punto más alejado de cualquier salida, pasillo cruzado o salón de entrada. El ancho mínimo debe incrementarse en 35 mm por cada 1.5 m de longitud hacia la salida, pasillo cruzado o salón de entrada.

K.3.15.2.2 - Todo pasillo que sirva a 60 asientos o menos no debe tener menos de 750 mm de ancho.

K.3.15.2.3 - Los pasillos deben terminar en una salida, pasillo cruzado o salón de entrada y su ancho no debe ser menor que la suma del requerido para el pasillo más amplio y el 50% del ancho agregado delos demás pasillos. La máxima pendiente de todo pasillo inclinado se limita al 13%.

K.3.15.3 - FILAS DE ASIENTOS - Las filas de asientos dispuestas en lugares de reunión deben cumplir las reglamentaciones siguientes:

K.3.15.3.1 - Deben guardar un espacio no menor de 750 mm entre el espaldar del asiento y el extremo anterior del espaldar del asiento trasero inmediato. Cuando el piso sea inclinado la distancia entre asientos debe medirse horizontalmente según los planos verticales que pasan por ellos.

K.3.15.3.2 - Entre corredores o pasillos no debe haber más de 14 asientos.

K.3.15.3.3 - Si uno solo de los extremos de una fila de asientos da a un corredor, el número de unidades de la misma no debe exceder de 7.

K.3.15.3.4 - Los asientos sin brazos divisorios tienen limitada su capacidad a 450 mm lineales por persona.

K.3.15.4 - MEDIOS DE SALIDA - Las puertas deben llevar directamente al exterior o a un espacio o pasaje que sin interferencias conduzca a aquel.

K.3.15.4.1 - Las puertas que linden con pasillos y las de locales o espacios con cargas de ocupación mayores de 100, deben tener un sistema de apertura contra pánico; a tal fin puede servir un dispositivo que permita abrir la puerta y levantar el pestillo mediante una fuerza del orden de 75 N aplicada en la dirección de evacuación o una barra o panel cuya zona de activación esté a no menos de la mitad del ancho de la hoja de la puerta y a una altura sobre el piso variable entre 0.75 y 1.10 m.

K.3.15.4.2 - *Rampas* - Los lugares de reunión con carga de ocupación superior a 1000, deben disponer de rampas clase A descritas en la tabla K.3-6.

K.3.16 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION MIXTO (M)

K.3.16.1 - DISTANCIA DE RECORRIDO - Cuando no sea posible proceder de acuerdo con lo establecido para Grupos de Ocupación específicos, en la determinación del recorrido, éste quedará limitado a un máximo de 30 m.

K.3.16.1.1 - Esta distancia de recorrido puede aumentarse a 45 m en estructuras dotadas con equipos automáticos o de detección y extinción de incendios.

K.3.17 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION ALTA PELIGROSIDAD (P)

K.3.17.1 - En todos los casos en los que las edificaciones o espacios se clasifiquen como de alta peligrosidad, las salidas deben ser del tipo y número que permitan a todos los ocupantes salir de la edificación o estructura o del área de peligro al exterior a un lugar seguro, mediante un trayecto inferior a 22 m.

K.3.17.2 - La capacidad de las salidas no debe ser inferior a la requerida para una capacidad de 30 personas por módulo de ancho de salida cuando la salida sea a través de escaleras interiores o exteriores o para 50 personas por módulo de ancho de salida cuando la salida sea a través de puertas a nivel del terreno, o por salidas horizontales o rampas.

K.3.18 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES PERTENECIENTES AL GRUPO DE OCUPACION RESIDENCIAL (R)

K.3.18.1 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-1) - Los medios de evacuación de las edificaciones del Subgrupo de Ocupación Residencial Unifamiliar y Bifamiliar (R-1) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.1.1 - *Número de salidas* - Se permite que haya una sola salida por piso en el caso de edificaciones unifamiliares y bifamiliares de las siguientes características: construida con materiales incombustibles, con una altura inferior a 18 m, un área por piso que no exceda de 200 m^2 y una distancia máxima de travesía de 15 m.

K.3.18.1.2 - *Medios de salida* - No es necesario que las puertas se abran en la misma dirección de evacuación.

(a) Las puertas de entrada y salida deben estar provistas de cerraduras y tener un sistema de iluminación adecuado.

(b) Se requiere que las puertas de las unidades de vivienda tengan cerraduras provistas de perillas con botón que impida la apertura por otro medio que facilite las llaves; puede, además, proveérseles de una cadena que facilite su apertura parcial y de un sistema de visión que permita a quien esté en el interior de la habitación, ver a cualquier persona colocada en la parte de afuera.

(c) Las ventanas dispuestas para su apertura deben estar dotadas de un sistema de cerradura en los marcos que sólo se abra desde el interior.

K.3.18.2 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-2) - Los medios de evacuación del Subgrupo de Ocupación Residencial Multifamiliar (R-2) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.2.1 - *Número de salidas* - Se acepta que haya una salida por piso en edificaciones multifamiliares, siempre que cumplan con las especificaciones siguientes: construida con materiales incombustibles, con una altura inferior a 21 m, un área por piso que no exceda de 400 m2 y una distancia máxima de travesía de 15 m.

K.3.18.2.2 - Todo dormitorio de edificaciones residenciales colocado a menos de cuatro pisos debe tener al menos una ventana libre para su apertura o una puerta exterior dispuesta para evacuación o rescate.

K.3.18.2.3 - Se admite que cualquier unidad de vivienda tenga una sola salida, siempre que ésta vaya directamente a una vía pública al nivel del terreno, una escalera exterior o a una escalera interior a prueba de incendios que no forme parte del apartamento servido.

K.3.18.2.4 - La distancia de recorrido desde la puerta de entrada a una habitación hasta la salida más próxima no debe exceder 45 m y 35 m respectivamente, según que las edificaciones tengan un sistema de rociadores o carezcan de él.

K.3.18.2.5 - *Medios de salida* - Los medios de salida deben cumplir los requisitos siguientes:

(a) En edificaciones multifamiliares, es indispensable que las puertas se abran en la misma dirección de evacuación.

(b) Las puertas de entrada y salida deben estar provistas de cerraduras y de un sistema de iluminación adecuado.

(c) Las ventanas aptas para su apertura, deben tener un sistema de cerradura en los marcos que permita abrirlos únicamente desde el interior.

K.3.18.2.6 - *Escaleras interiores* - Las escaleras interiores de apartamentos y de edificios residenciales de dos pisos, con carga de ocupación inferior a 10, pueden construirse teniendo en cuenta una huella mínima de 210 mm y una contrahuella máxima de 210 mm.

K.3.18.3 - REQUISITOS ESPECIFICOS PARA EDIFICACIONES DEL GRUPO DE OCUPACION (R-3) - Los medios de evacuación de las edificaciones del Subgrupo de Ocupación Residencial Hoteles (R-3) deben cumplir los requisitos siguientes:

K.3.18.3.1 - *Capacidad de los medios de evacuación* - Las salidas a nivel de la calle deben proyectarse con base en los siguientes módulos de ancho de salida:

(a) Un módulo por cada 100 personas de capacidad en el acceso principal, para puertas y otros niveles de salida, incluyendo aquellos cuyo inicio se encuentre a 600 mm o 3 escalones bien sobre, o bajo el nivel de la calle.

(b) Un módulo por cada 75 personas de capacidad en el acceso principal, para escaleras u otras salidas que requieran descenso al nivel de la calle.

(c) Un módulo y medio de salida por cada dos módulos requeridos para escaleras que, descendiendo de los pisos superiores, conduzcan directamente al nivel de la calle.

(d) Un módulo y medio de salida por cada dos módulos requeridos para escaleras que, ascendiendo de los pisos inferiores, conduzcan directamente al nivel de la calle.

Cada piso bajo el nivel de descarga de salida debe tener salidas suficientes para la carga de ocupación y del mismo piso, sobre la base de una salida por cada 100 personas en travesías al mismo nivel y una salida por cada 75 personas en travesías por escaleras de más de 3 escalones. Las salidas de pisos sobre el nivel de descarga debe tener el mínimo de módulos de salida indispensable para que se cumplan los requisitos del numeral K.3.18.3.1

K.3.18.3.2 - *Número de salidas* - Todos los pisos, inclusive aquellos que se encuentran bajo el nivel de salidas o el nivel ocupado para propósitos públicos, deben tener por lo menos dos salidas.

Cualquier habitación con capacidad inferior a 50 personas, puede tener una sola salida, siempre y cuando dé a la calle o al nivel del terreno y ningún punto de la habitación esté a más de 15 m de dicha salida, medidos a lo largo del recorrido normal.

Puede tenerse una salida por piso en edificaciones de menos de dos pisos o de 9 m de altura, siempre que la distancia máxima de recorrido sea de 24 m y que se cuente con un sistema automático extintor de incendios.

K.3.18.3.3 - *Distancia de recorrido* - La distancia de recorrido del extremo de una alcoba a su corredor de salida no debe ser superior a 15 m.

CAPITULO K.4
REQUISITOS ESPECIALES PARA VIDRIOS

K.4.1 - GENERAL

K.4.1.1 - ALCANCE - Las estipulaciones de este Capítulo se refieren a requisitos generales de diseño y reglamentos de seguridad que deben aplicarse a:

(a) Vidrios y ventanales exteriores de todas las edificaciones.
(b) Vidrios y ventanales interiores y exteriores instalados en marcos móviles.

K.4.1.2 - DEFINICIONES - Para la correcta interpretación del reglamento contenido en este Capítulo, se adoptan las definiciones siguientes:

Vidrio - Producto inorgánico de fusión, constituido principalmente por compuestos de silicio, calcio y sodio, que se han enfriado hasta adquirir un estado rígido sin cristalización.

Material vidriado de seguridad - Es el material vidriado resultante de procesamiento o combinación con otros materiales, de tal manera que, en caso de rotura, es mínima la probabilidad de que causen heridas o cortaduras.

Vidrio laminado - Consiste en dos o más laminas de vidrio recocido unidas por una o varias capas plásticas intermedias. Pueden romperse al impacto pero los pedazos de vidrio permanecen adheridos al plástico, conservando su forma y posición original, de modo que no se producen aristas cortantes.

Vidrio templado - Lámina monolítica de vidrio sometida a tratamiento térmico o químico que le confiere mayor resistencia a la flexión. En caso de rotura, la pieza entera se deshace completamente en innumerables pedazos granulares, no cortantes.

K.4.1.3 - DEFECTOS Y FALLAS - Para efectos de este Capítulo, se incorpora a él terminología sobre defectos de fusión de los vidrios y defectos y fallas comunes al vidrio estirado y al cristal flotado o pulido, que contiene las normas técnicas NTC 1547.

K.4.2 REQUISITOS DE DISEÑO

K.4.2.1 - PROPIEDADES MECÁNICAS - En el diseño deben considerarse las propiedades mecánicas de resistencia promedia del vidrio a tensión y compresión, peso específico y coeficiente lineal de dilatación térmica, según lo especifique el fabricante, con el fin de evitar que se presenten deformación y rotura de los elementos de vidrio.

K.4.2.2 - CARGAS DE VIENTO - Los componentes exteriores de vidrios y ventanales de toda instalación deben diseñarse para resistir las presiones inducidas por las cargas de viento, evaluadas de acuerdo con el Título B.

K.4.2.3 - ESPESORES Y AREAS DE LAS LÁMINAS DE VIDRIO - El espesor de una lámina de vidrio debe determinarse teniendo en cuenta sus dimensiones, los lados que se soportan y las presiones inducidas por el viento u otra causa, que actúen normalmente sobre la lámina.

K.4.2.3.1 - Los diseños obtenidos con el método usado deben verificarse con la tabla K.4-1, donde se da el espesor recomendado para el área máxima de una lámina (de acuerdo con las condiciones de velocidad del viento).

Tabla K.4-1
Areas máximas en m^2 por espesor para vidrios colocados verticalmente y soportados en los cuatro lados (espesor del vidrio en mm)

Velocidad del viento en km/h	Area del vidrio en m^2						
	3 mm	4 mm	5 mm	6 mm	7 mm	8 mm	9 mm
45	6.0	10.8	15.4	17.5	17.9		
65	3.0	5.4	8.2	11.4	15.0	19.8	
90	2.0	3.6	5.5	7.6	10.9	17.0	
105	1.5	2.7	4.2	5.8	8.2	12.7	19.0
125	1.0	1.8	2.8	3.9	5.5	8.5	14.8

K.4.2.3.2 - Se prohibe el uso de vidrios de 2 y 3 mm en áreas que excedan los 1.10 m^2, por su espesor y flexibilidad.

K.4.2.4 - Se requiere que las juntas de expansión y los anclajes diseñados de tal manera que no transmitan cargas a los vidrios debidas a movimientos de la estructura.

K.4.2.4.1 - Debe haber una junta de expansión vertical por cada piso de la edificación, colocada preferencialmente en un miembro de soporte horizontal.

K.4.2.4.2 - Las juntas de expansión horizontal deben colocarse, bien en cada línea de columnas o a 9.0 m de distancia cada una, según lo que resulte menor.

K.4.2.5 - El diseño de instalaciones de vidrios inclinados está sujeto a requisitos estructurales adicionales, dependientes de factores como: grado de inclinación, cargas inducidas por su propio peso y el del agua retenida en la lámina, lados soportados, la duración de carga, etc. El ingeniero constructor debe responsabilizarse de la seguridad estructural del sistema.

K.4.3 SEGURIDAD

K.4.3.1 - Es preciso establecer las medidas y elementos de seguridad y características apropiadas de los materiales vidriados, de tal manera que puedan utilizarse en cualquier lugar en las edificaciones, sin riesgo para sus ocupantes y otras personas que transiten por sitios aledaños.

K.4.3.2 - Se exige el uso exclusivo de vidrios de seguridad laminados o templados, en ventanas, puertas, barandas, antepechos, marquesinas, y, en general, en toda aplicación donde se requiere cumplir una o ambas de las condiciones siguientes:

(a) Evitar el peligro de que ocurran heridas graves en caso de rotura.
(b) Obtener la mayor resistencia a esfuerzos mecánicos o choques térmicos.

K.4.3.3 - No debe emplearse vidrios que presenten fallas, defectos o ambas imperfecciones a las que se refiere K.4.1.3, y que puedan afectar las propiedades físicas indispensables para la función que desempeñan.

K.4.3.4 - Si los vidrios son fijos, con pisavidrios, es necesario emboquillarlos con pasta para vidrio, silicona u otro sellador garantizado, o sellarlos con empaques de neopreno o similar, a lo largo del contorno, para evitar vibraciones susceptibles de ocasionar rotura o ruido molesto.

K.4.3.5 - Los ensayos para los tipos de vidrio de seguridad deben realizarse según los requisitos estipulados en la Norma NTC 1578.

K.4.3.6 - Los sistemas que usen vidrios deben diseñarse de tal manera que no haya humedad durante períodos de tiempo prolongados en los canales de fijación de los vidrios.

K.4.3.7- Con el fin de evitar roturas en las láminas de vidrio, inducidas por su propio peso o por deformaciones o protuberancias en el marco de la ventana (tornillos, puntos de soldadura, etc.), se exige colocar como mínimo, dos soportes blandos para las unidades de vidrio cuyo espesor exceda de 6 mm.

K.4.3.8 - Deben emplearse empaques no duros (caucho o similares) cuando la lámina de vidrio pueda verse sometida a impactos, altas presiones normales, choques térmicos, vibraciones o filtraciones.

K.4.3.9 - PUERTAS Y PANELES FIJOS DE VIDRIO - Se permite el uso de vidrio como elemento principal en puertas y paneles, pero supeditado a que sea de cristal templado o vidrio de seguridad de espesor adecuado a sus dimensiones; además deben cumplirse los siguientes requisitos:

- **(a)** ***Puertas***: Deben identificarse debidamente como tales, cada una de ellas, por medio de herrajes, partes no pulidas, leyendas ubicadas entre los 0.90 m y 1.50 m de altura, o por cualquier otro medio, siempre que se asegure el fin perseguido.
- **(b)** ***Paneles fijos***: Deben colocarse muretes, barandas, etc., en la parte inferior de los paneles, con el objeto de indicar claramente que no se trata de lugares de paso. En caso de hallarse ubicados cerca de vías públicas, es preciso colocar defensas, para reducir las consecuencias de choques accidentales de vehículos.

K.4.3.10 - Antes de iniciarse una demolición, es necesario extraer todos los vidrios y cristales que hubiera en la obra.

K.4.3.11- VIDRIO ESTRUCTURAL Y DE PISO - El vidrio estructural y de piso, deberá tener dimensiones no mayores de 0.30 m de lado y debe ser capaz de soportar la sobrecarga prevista para la estructura en donde está ubicado. Los vidrios deberán estar perfilados cuando vayan dentro de soportes de concreto armado. En caso de que los vidrios se apoyen en estructura metálica, ésta se ejecutará con perfiles especiales escogidos al efecto. Las juntas entre paños, deben sellarse con cemento asfáltico u otro material elástico similar.

K.4.3.12 - REVESTIMIENTO CON VIDRIOS - La colocación de revestimientos con piezas o placas de vidrio, requiere que se asegure su perfecta adherencia a los muros y se evite la presencia de aristas cortantes. Las piezas de vidrio que se usen para revestir deben tener las siguientes dimensiones máximas:

- **(a)** 0.95 m^2, si se colocan a altura menor de 2.5 m, medida sobre el solado.
- **(b)** 0.50 m^2, si se colocan arriba de 2.50 m, el lado máximo de la pieza será de 1.50 m.

K.4.3.13 - VIDRIOS EN CUBIERTA – Los vidrios de cubierta deben cumplir los siguientes requisitos:

- **(a)** ***Claraboyas*:** Toda claraboya debe construirse con base en marcos y bastidores de metal o concreto armado, anclados firmemente.
- **(b)** ***Bóvedas y cúpulas***: Toda bóveda o cúpula debe construirse con base en estructura metálica y vidrios soportados o estructura de concreto armado y vidrios perfilados inclinados dentro de los soportes.
- **(c)** ***Techos transitables*:** Todo techo o azotea de esta clase debe responder a las especificaciones tal como lo define K.4.3.11, “Vidrio Estructural y de Piso”.

ARTICULO SEGUNDO. - El presente decreto rige a partir de su publicación y deroga las normas que le sean contrarias.

PUBLIQUESE Y CUMPLASE

Dado en Santa Fe de Bogotá, D. C., a 9 de enero de 1998.

ERNESTO SAMPER PIZANO

EL MINISTRO DEL INTERIOR

CARLOS HOLMES TRUJILLO GARCIA

EL MINISTRO DE DESARROLLO ECONOMICO

CARLOS JULIO GAITAN GONZALEZ