CDMX
CIUDAD DE MÉXICO

GACETA OFICIAL
DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México

VIGÉSIMA ÉPOCA	15 DE DICIEMBRE DE 2017	No. 220 Bis

Í N D I C E

ADMINISTRACIÓN PÚBLICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Jefatura de Gobierno

- Decreto por el que se reforman y adicionan diversas disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2

Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Obras y Servicios

- Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias que se indican 8
- Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE) 701

ADMINISTRACIÓN PÚBLICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

JEFATURA DE GOBIERNO

MIGUEL ÁNGEL MANCERA ESPINOSA, Jefe de Gobierno de la Ciudad de México, con fundamento en los artículos 122, Apartado A, Base III, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; Transitorios Primero y Segundo del Decreto por el que se declaran reformadas y derogadas diversas disposiciones de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, en materia de la reforma política de la Ciudad de México; 8º, fracción II, 12, fracciones I y II, 67, fracciones II y XXXI, y 90, del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal, y 5°, 6°, párrafo primero, 7°, párrafo primero, 12, párrafo primero, 14 y 15, de la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal; y

C O N S I D E R A N D O

Que el Estatuto de Gobierno del Distrito Federal, establece que la organización política y administrativa del Distrito Federal atenderá, entre otros, los principios estratégicos de planeación y ordenamiento del desarrollo territorial, económico y social de la Ciudad, que considere la visión integral de la capital con las peculiaridades de las demarcaciones territoriales que se establezcan para la división territorial, así como la conjugación de acciones de desarrollo con políticas y normas de seguridad y de protección a los elementos del medio ambiente.

Que para el desarrollo y bienestar social de esta Entidad, corresponde a los órganos centrales de la Administración Pública de la Ciudad de México, la planeación del desarrollo de la Ciudad de México, para lo cual deberán tomarse en cuenta las materias de seguridad estructural, reservas territoriales, uso de suelo, vivienda, preservación del medio ambiente y equilibrio ecológico, entre otros.

Que en este orden de ideas, se integró e instaló la Comisión para el Estudio y Propuestas de reformas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado el pasado 10 de noviembre de 2017.

Que con motivo del fenómeno sísmico ocurrido el diecinueve de septiembre de dos mil diecisiete en la Ciudad de México, resulta necesario promover medidas que permitan a la Ciudad optimizar la seguridad estructural de sus construcciones y resiliencia, buscando la reducción de los riesgos existentes, por lo que he tenido a bien expedir el siguiente

DECRETO POR EL QUE SE REFORMAN Y ADICIONAN DIVERSAS DISPOSICIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

ARTÍCULO PRIMERO.- Se **reforman** el segundo párrafo y el inciso a) de la fracción I, ambos del artículo 36; el inciso d) de la fracción I del artículo 38; los incisos a), b), c), d), e) y f) de la fracción I, el inciso e) de la fracción II y el inciso d) de la fracción III, todos del artículo 39; el inciso g) de la fracción I del artículo 53; el párrafo sexto del inciso g) y el inciso i) de la fracción I, ambos del artículo 58; el sexto párrafo (que pasa a ser el párrafo undécimo) de la fracción II del artículo 139, y la fracción VI del artículo 180.

ARTÍCULO SEGUNDO.- Se **adicionan** las fracciones XXIV y XXV de artículo 2; los párrafos 3, 4, 5 y 6 del artículo 36; los incisos g), h), i), y j) de la fracción I del artículo 39; el inciso k) de la fracción I del artículo 53; el inciso o) de la fracción I del artículo 58; el séptimo párrafo del artículo 65; los párrafos noveno, décimo, decimoprimero y decimosegundo de la fracción I y los párrafos séptimo, octavo, noveno, décimo, decimosegundo, decimotercero y decimocuarto de la fracción II del artículo 139; el segundo párrafo del artículo 165, y el tercer párrafo del artículo 179.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
TÍTULO PRIMERO
DISPOSICIONES GENERALES
CAPÍTULO ÚNICO
DISPOSICIONES GENERALES

ARTÍCULO 2.-…

I a XXIII…

XXIV. Evaluación de la seguridad estructural, al proceso de identificación de daños, jerarquización del nivel de vulnerabilidad de elementos estructurales y no estructurales y de determinación del nivel de seguridad de la edificación completa;

XXV. Rehabilitación, al proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños en el Reglamento; incluye la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

CAPÍTULO II
DE LOS CORRESPONSABLES

ARTÍCULO 36.-…

Tratándose de Corresponsables en Seguridad Estructural, corresponderá al Instituto otorgar la autorización, **el registro y el nivel al que pertenece, según los requisitos y proceso establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE).**

Los Corresponsables en Seguridad Estructural se clasificarán en los dos niveles siguientes:

Nivel 1, son aquellos Corresponsables con al menos 5 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben el examen para Nivel 1.

Nivel 2, son los Corresponsables con al menos 15 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben los exámenes para Nivel 2.

Las obligaciones y responsabilidades de los Corresponsables en Seguridad Estructural serán las indicadas en el artículo 39 y en las NTC-RSEE.

…

I. …

a) Para los casos especificados en las NTC-RSEE.

b) …

II. a III. …

ARTÍCULO 38. …

I. …

d) Suscriba un dictamen técnico de estabilidad **y** de seguridad estructural de una edificación o instalación; o

…

ARTÍCULO 39. …

I. El Corresponsable en Seguridad Estructural:

a) Cumplir con los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para la revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE).

b) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la manifestación de construcción o la solicitud de licencia de construcción especial **para los casos especificados en las NTC-RSEE.**

c) Verificar que los proyectos cumplan **con las características generales para seguridad estructural establecidas en el Capítulo II del Título Sexto de este Reglamento y entregar los informes de revisión al Instituto, de conformidad con lo establecido en las NTC-RSEE;**

d) Avalar el proyecto estructural de la edificación en conjunto con los Especialistas Auxiliares, en su caso. En ningún caso el Corresponsable de un edificio podrá ser el Proyectista del mismo;

e) Firmar la Constancia de Cumplimiento de la Revisión emitida por el Instituto;

f) Vigilar **y verificar** que la construcción, durante el proceso de la obra, se apegue estrictamente al proyecto estructural **sin afectar las estructuras colindantes,** y que, tanto los procedimientos como los materiales empleados, correspondan a lo especificado y a las normas de calidad del proyecto. Tendrá especial cuidado en:

i. Revisar que la construcción de las instalaciones no afecte los elementos estructurales en forma diferente a lo dispuesto en el proyecto;

ii. Recopilar la información existente en obra (bitácora, obras inducidas, etc.);

iii. Revisar los resultados o informes de la calidad de los materiales empleados en la obra; y

iv. Inspeccionar las estructuras colindantes durante el proceso de construcción.

g) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad en el ámbito de su competencia, durante el proceso de la obra que pueda afectar la seguridad estructural de la misma, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación, deberá comunicarlo a la Delegación correspondiente y a la Comisión;

h) Elaborar los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural de una edificación o instalación y las Constancias de seguridad estructural cumpliendo con los alcances y requisitos establecidos en las NTC-RSEE;

i) Participar en acciones de la Administración para la atención de emergencias mayores; como la revisión de seguridad estructural y la rehabilitación sísmica de edificios; y

j) Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento relativas a sus obligaciones.

II. …

a) a d) …

e) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad **en el ámbito de su competencia,** durante el proceso de la obra, que pueda afectar la ejecución del proyecto, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarlo a la Delegación correspondiente y a la Comisión, y

f) …

III. Del Corresponsable en Instalaciones:

a) a c) …

d) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad **en el ámbito de su competencia,** durante el proceso de la obra, que pueda afectarla, asentándolo en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarla a la Delegación correspondiente y a la Comisión, y

e) …

IV. a V. …

TÍTULO CUARTO
DE LAS MANIFESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y DE LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN ESPECIAL
CAPÍTULO I
DE LAS MANIFESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 53.-…

I. …

a) a f) …

g) Constancia del registro de la Revisión del proyecto estructural emitida por el Instituto, de conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para la revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE), cuando se requiera.

h) a j) …

k) Aviso ante el Instituto, cuando se trate de trabajos para la rehabilitación sísmica de edificios dañados.

II. a IV. …

ARTÍCULO 58.- …:

I. …

a) a f) …

g) …

Los planos y la memoria de cálculo deben presentarse con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser revisados de conformidad con los requisitos, alcances y procedimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones. Se deben respetar lo dispuesto en la memoria estructural consignada en el artículo 53 fracción I, inciso e) de este Reglamento.

h) …

i) Constancia del registro de la Revisión del proyecto estructural emitida por el Instituto de conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

j) a n)…

o) Aviso ante el Instituto, cuando se trate de trabajos para la rehabilitación sísmica de edificios dañados.

II. a V. **...**

CAPÍTULO IV
DE LA OCUPACIÓN Y DEL VISTO BUENO DE SEGURIDAD Y OPERACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

ARTÍCULO 65. …

Adicionalmente, para las edificaciones que pertenezcan al grupo A o subgrupo B1 o subgrupo B2 inciso a), según el artículo 139 de este Reglamento, se deberá presentar la Constancia de Cumplimiento de la Revisión firmada por el Corresponsable y emitida por el Instituto.

TÍTULO SEXTO
DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES
CAPITULO I
GENERALIDADES

ARTÍCULO 139. …

I. …

Subgrupo A1. …

a) a b)

Subgrupo A2. …

a) al c) …

Para fines de aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones, las construcciones del Grupo A se subdividen en:

Caso 1: Edificaciones con altura de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6,000 y 15,000 m2, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento;

Caso 2: Construcciones con más de 70 m de altura o con más de 15,000 m2 de área total construida, ubicadas en las zonas I y II; y

Caso 3: Edificaciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m2 de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a cada cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo e incluyen las áreas de anexos. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

II. …

Subgrupo B1:

a) a c) …

Caso 4: Edificaciones con altura de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6,000 y 15,000 m2, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento;

Caso 5: Construcciones con más de 70 m de altura o con más de 15,000 m2 de área total construida, ubicadas en las zonas I y II;
Caso 6: Edificaciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m2 de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a cada cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo e incluyen las áreas de anexos. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;

Caso 7: Construcciones anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, así como edificios destinados a educación media superior y superior.
Subgrupo B2:

Caso 8: Edificaciones con una altura de entre 15 y 30 m o con un área total construida entre 3,000 y 6,000 m2, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento;

Caso 9: Construcciones con una altura de entre 10 m y 15 m o con un área total construida entre 1,500 y 3,000 m2, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a cada cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo e incluyen las áreas de anexos. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje; y

Caso 10: Las demás de este grupo.

ARTÍCULO 165. …

Adicionalmente, todas las estructuras pertenecientes al Grupo A Caso 3 y al Subgrupo B1 Caso 6 deberán instrumentarse mediante la instalación de acelerógrafos cuyos registros deberán ser enviados al Instituto después de un sismo con magnitud mayor a 6 grados en la escala de Richter.

ARTÍCULO 179. …

…

En el caso de daños provocados por sismo, deberán considerarse las Normas para la rehabilitación sísmica correspondientes.

ARTÍCULO 180. …

I. a V. …

VI. Someterse al proceso de revisión que establezca el Instituto, **dando aviso al mismo previo** el registro de manifestación de construcción o la expedición de la licencia de construcción especial respectiva.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

SEGUNDO.- El presente decreto entrará en vigor el día de su publicación.

TERCERO.- Continúan en **suspensión,** derivado del Acuerdo por el que se integra e instala la Comisión para el estudio y propuestas de reformas al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado 10 de noviembre 2016, la fracción XV del artículo 2, las fracciones XII y XIII del artículo 35, la fracción V del artículo 39, la fracción I del artículo 40, los artículos 42 y 46 Bis, el inciso j) del artículo 53, los incisos l) y m) del artículo 58, la fracción VI del artículo 82,y los artículos 82 Bis y 124.

CUARTO.- Los Corresponsables en Seguridad Estructural con registro vigente a la fecha de la publicación de las Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones serán considerados del Nivel 1 para los efectos de la observancia de las mismas.

Dado en la Ciudad de México a los catorce días del mes de diciembre del año dos mil diecisiete.- **EL JEFE DE GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, MIGUEL ÁNGEL MANCERA ESPINOSA.- FIRMA.- LA SECRETARIA DE GOBIERNO, DORA PATRICIA MERCADO CASTRO.- FIRMA.- EL SECRETARIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ.- .- EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS, EDGAR OSWALDO TUNGÜI RODRÍGUEZ.- FIRMA.**

CDMX
CIUDAD DE MÉXICO

GACETA OFICIAL
DE LA CIUDAD DE MÉXICO

SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA Y SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ, Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda de la Ciudad de México e **ING. EDGAR OSWALDO TUNGÜÍ RODRÍGUEZ,** Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en los artículos 87 y 115 fracción XI del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 5, 15, fracciones II y V, 16 fracciones II y IV, 24 fracción XX y 27 de la Ley Orgánica de la Administración Pública de la Ciudad de México; 4º, fracciones III y VIII y Transitorio Tercero de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente; 7 fracción I de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal; 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal; 26, fracción X del Reglamento Interior de la Administración Pública del Distrito Federal, y 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV y Quinto Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que las Normas Técnicas Complementarias permiten orientar el desarrollo urbano hacia una Ciudad compacta, dinámica, policéntrica y que aproxime el empleo y los hogares a las redes de transporte público y propicie la equidad territorial, garantizando con ello mejores condiciones de vida para los habitantes de la Ciudad de México.

Que con fecha 6 de octubre de 2004, fueron publicadas en la Gaceta Oficial del Distrito Federal las Normas Técnicas Complementarias: 1) Sobre criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; 2) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones; 3) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento; 4) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; 5) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 6) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, y 7) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Que conforme a lo dispuesto en el artículo 10 de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, publicada en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 1º de diciembre de 2017, se señala que el Gobierno actualizará las Normas Técnicas Complementarias para: 1. Diseño de Cimentaciones; 2. Diseño por Sismo; 3. Diseño por Viento; 4. Diseño y Construcción de Estructuras de Acero; 5. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; 6. Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; 7. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 8. Revisión y Dictamen de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

Que con base en la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, el Gobierno de la Ciudad de México debe actualizar las Normas Técnicas Complementarias con el objeto de renovar y adecuar su contenido y requisitos según los avances en sus distintas materias. Las Normas Técnicas actualizadas servirán como plataforma para la implantación del Programa para la Transformación de la Ciudad de México en una CDMX cada vez más Resiliente establecido en el Artículo 105 de esa Ley.

Por lo anterior, hemos tenido a bien expedir el:

ACUERDO POR EL QUE SE ACTUALIZAN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS QUE SE INDICAN.

PRIMERO. Las Normas Técnicas Complementarias que se actualizan con el objeto de renovar y adecuar su contenido son:

1. Diseño y Construcción de Cimentaciones;

2. Diseño por Sismo;

3. Diseño por Viento;

4. Diseño y Construcción de Estructuras de Acero;

5. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto;

6. Diseño y Construcción de Estructuras de Madera;

7. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería;

8. Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

SEGUNDO. Publíquese el contenido de las Normas Técnicas Complementarias, señaladas en el punto anterior, mismas que forman parte de este Acuerdo.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

SEGUNDO.- Las presentes Normas entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

TERCERO.- Publíquese el contenido de las presentes Normas, para mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, así como en la de la Secretaría de Obras y Servicios.

En la Ciudad de México, a los siete días dl mes de diciembre de dos mil diecisiete.

EL SECRETARIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA

(Firma)

ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ

EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS

(Firma)

ING. EDGAR OSWALDO TUNGÜÍ RODRÍGUEZ

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
2.1 Investigación de las colindancias
2.2 Reconocimiento del sitio
2.3 Exploraciones
2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio
2.5 Investigación del hundimiento regional

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES
3.1 Acciones de diseño
3.2 Factores de carga y de resistencia
3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)
3.3.1 Estado límite de falla
3.3.2 Estado límite de servicio
3.4 Cimentaciones compensadas
3.4.1 Estados límite de falla
3.4.2 Estado límite de servicio
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores sobre la sub estructura
3.5 Cimentaciones con pilotes o pilas
3.5.1 Estados límite de falla
3.5.2 Estado límite de servicio
3.5.3 Estimación de la fricción negativa

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN
4.1 Condiciones de diseño
4.2 Cimentaciones someras
4.3 Pilas o pilotes

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES
5.1 Estados límite de falla
5.1.1 Taludes
5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables
5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas
5.1.4 Estabilidad de excavaciones vecinas
5.1.5 Fricción negativa
5.2 Estados límite de servicio
5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga
5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

6. MUROS DE CONTENCIÓN
6.1 Estados límite de falla
6.1.1 Restricciones del movimiento del muro
6.1.2 Tipo de relleno
6.1.3 Compactación del relleno
6.1.4 Base del muro
6.2 Estados límite de servicio

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones
7.1.1 Cimentaciones someras
7.1.2 Plataformas de trabajo
7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas
7.1.3.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

7.1.3.2 Pilotes hincados a percusión
7.1.3.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas
7.2 Excavaciones
7.2.1 Consideraciones generales
7.2.2 Control del flujo de agua
7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar
7.2.4 Secuencia de excavación
7.2.5 Protección de taludes permanentes

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

11. RECIMENTACIONES

12. MEMORIA DE DISEÑO

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

NOTACIÓN

A	área del cimiento
A'	área efectiva del cimiento
A_L	área lateral de un pilote
A_p	área transversal de la base de la pila o del pilote
A_T	área tributaria de pilotes o pilas
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes o pilas
B'	ancho efectivo de la cimentación
C_f	capacidad de carga por adherencia lateral, para suelos cohesivos, o capacidad de carga por fricción lateral, para suelos friccionantes
C_p	capacidad de carga por punta
C_R	coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados en un estrato duro
c_u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no–consolidado no–drenado, (UU)
D	diámetro del pilote o pila
D_f	profundidad de desplante
D_{perf}	diámetro de perforación previa
D_r	compacidad relativa
E	módulo de elasticidad del pilote
e	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa la fuerza excéntrica resultante de las acciones sobre dicho cimiento
e_o	relación de vacíos inicial
F_C	factor de carga
F_R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
FN	fricción negativa a lo largo del fuste de un pilote o pila
FP	fricción positiva a lo largo del fuste de un pilote o pila
G	módulo de rigidez al cortante del suelo
H	espesor de un estrato de suelo
h_c	altura de la construcción
h_i	espesor de una capa impermeable
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
I	momento de inercia de la sección transversal de un pilote
K	coeficiente de reacción horizontal del suelo
L	longitud del pilote o pila
L'	longitud efectiva de una cimentación
L_e	longitud de un pilote o pila empotrada en el estrato resistente
m	número de estratos a lo largo del fuste del pilote o pila
N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
N_c	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14(1 + 0.25D_f /B + 0.25B/L)$
N_c^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
$N_{máx}$, $N_{mín}$	coeficientes para el cálculo de N_q^*

N_P	número de pilotes o pilas
N_q	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q=e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45°+\phi/2)$
N_q^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación L_e / B
N_γ	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2 (N_q+1) \tan\phi$
P	perímetro de la construcción
P_c	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
P_P	perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
$\overline{p}_v$	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
R	capacidad de carga reducida del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
r	capacidad de carga reducida de cimentaciones someras o compensadas
S	separación entre pilotes o pilas
V_s	velocidad de propagación de onda de corte
w	peso unitario medio de la estructura
Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
z_i	profundidad media del estrato i
z_0	profundidad del eje neutro en un pilote o pila
α	coeficiente de adherencia lateral pilote-suelo o pila-suelo
β	coeficiente de fricción lateral pilote-suelo o pila-suelo
γ	peso volumétrico del suelo
γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
γ_m	peso volumétrico total del suelo
γ_w	peso volumétrico del agua
Δe	variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial
ΔH	asentamiento de un estrato de espesor H
Δp	incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
$\Delta\sigma_{z_0}$	incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0
Δz	espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
λ	coeficiente para el cálculo de ϕ
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
ΣQF_C	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
ΣqF_C	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
ϕ	ángulo de fricción interna del material
ϕ_u	ángulo de fricción aparente
ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.2 Unidades

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados;

b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 2.2.1 se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

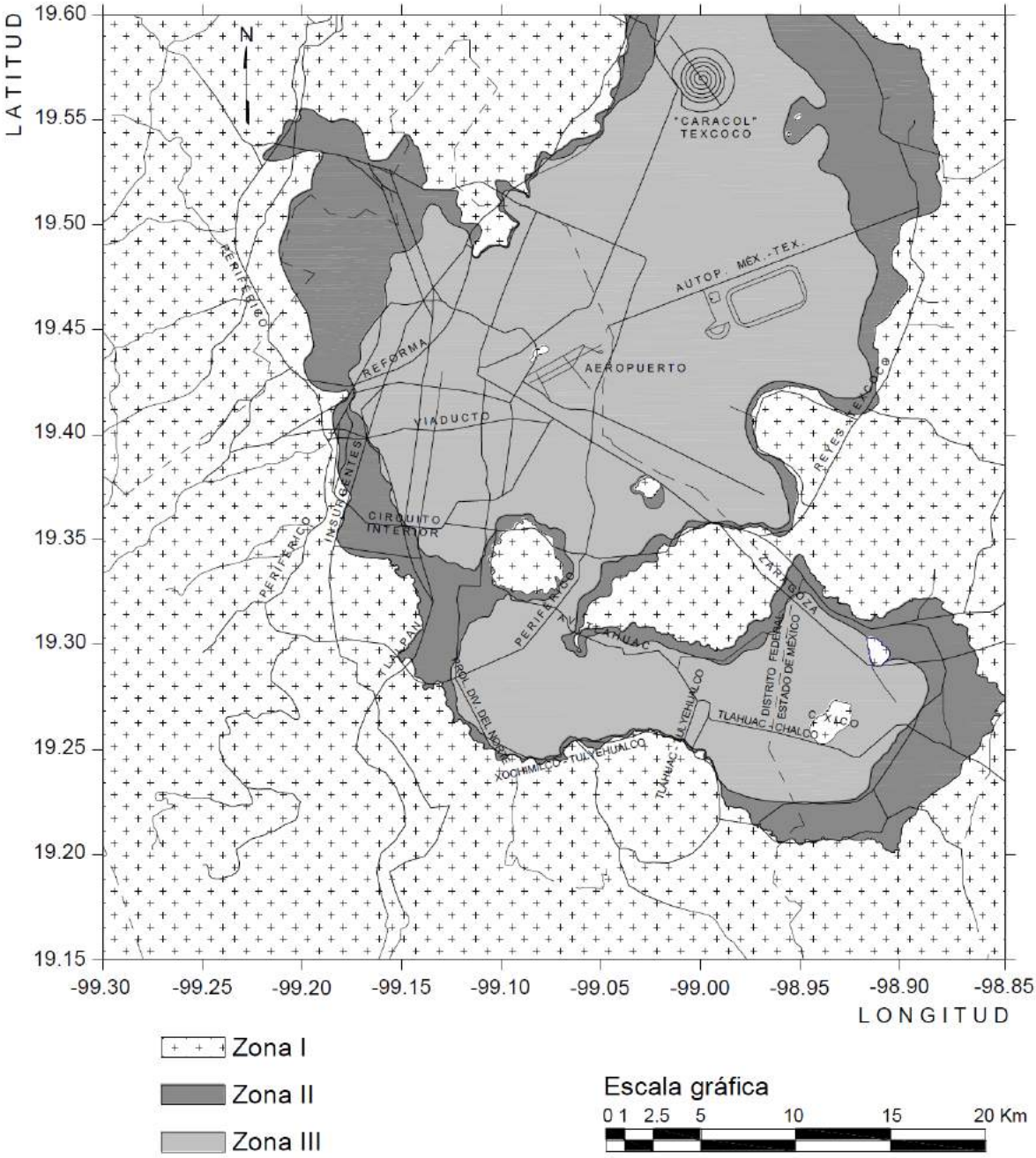


Figura 2.2.1 Zonificación geotécnica.

Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a) de la tabla 2.3.1. En este caso, los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico e histórico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro o debajo de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas de la Ciudad de México, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar aproximadamente en la figura 2.2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.3.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra, ni al Corresponsable de Seguridad Estructural, de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y sobre todo en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.3.1.

Para la aplicación de la tabla 2.3.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w, la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

b) La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.3.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante en terreno firme o a la profundidad máxima a la que los incrementos de esfuerzos en el terreno sean significativos. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.

Tabla 2.3.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:
Peso unitario medio de la estructura w ≤ 40 kPa (4 t/m²)
Perímetro de la construcción:

$P \leq 80$ m en las zonas I y II; o
$P \leq 120$ m en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m

ZONA I

1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:
Peso unitario medio de la estructura w > 40 kPa (4 t/m²)
Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o
$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA I

1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III
1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3) Exploración continua o selectiva, mediante una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras, respetando en cada caso los procedimientos de ensaye e interpretación generalmente aceptados. Las pruebas de campo serán indispensables para los suelos en los que el muestreo de tipo inalterado resulte muy difícil o deficiente y en construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las pruebas podrán consistir en medir:

– El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono). En la interpretación de los resultados se aplicarán los factores de corrección apropiados para tomar en cuenta la energía efectivamente aplicada, la presencia del nivel freático, la profundidad de la prueba y otros factores.

– La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos generalmente aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.

– La respuesta esfuerzo–deformación del suelo registrada al provocar la expansión de una cavidad cilíndrica, constituyendo un ensaye de carga estática en el sondeo en el que se conocen las condiciones en los límites (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III. Permite obtener dos características del suelo, una de ruptura caracterizada por la presión límite y otra de deformación representada por el módulo presiométrico. A partir de estas características se podrá estimar la resistencia y deformabilidad de los materiales del subsuelo.

– El coeficiente de esfuerzos horizontales y un módulo de deformación, a partir del hincado de una paleta gruesa de acero que se expande a presión en el suelo (dilatómetro). Este tipo de prueba queda limitado por la posibilidad del hincado de la paleta de acero.

– La resistencia al corte del suelo al extraer una sonda, que previamente se expande dentro del sondeo, midiendo la fuerza necesaria que induce la falla del suelo en una condición de deformación controlada (ficómetro). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

– La resistencia al cortante del suelo, deducida al hincar en el suelo un dispositivo que se hace girar y moviliza la resistencia al corte del cilindro de revolución que se genera en la masa de suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

– La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayes de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G, a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s, que podrá obtenerse de ensayes geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensaye de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensaye de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es generalmente recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Las pruebas anteriores podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado, y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayes mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5) Sondeos de percusión o de avance midiendo variables de perforación controladas con registros continuos de la presión vertical en las tuberías o en las mangueras de la máquina de perforación, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, del gasto del fluido de perforación y de la velocidad instantánea de penetración. Serán aceptables para identificar tipos de material, variaciones estratigráficas o descubrir oquedades.

2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayes realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G, y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ, a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayes de columna resonante o él de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o él de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayes se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre de la Ciudad de México y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto. Se recurrirá a las instituciones públicas (Comisión Nacional del Agua y Sistema de Aguas de la Ciudad de México) encargadas del seguimiento de este fenómeno para obtener esta información.

En edificaciones del grupo A y del subgrupo B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

1) Flotación;
2) Falla local y general del suelo bajo la cimentación; y
3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o a partir de pruebas de campo o de carga como se señala en las secciones 3.3 a 3.5. Tal capacidad se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo de falla más crítico.

En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación, así como entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
2) Inclinación media de la construcción, y
3) Deformación diferencial de la propia estructura y otras que pudieran resultar afectadas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.1.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación[1]

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm [(2)]
	Construcciones colindantes	25 mm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	300 mm [(2)]
	Construcciones colindantes	150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas	300 mm [(2)]
	Construcciones colindantes	150 mm
Velocidad del componente diferido		10 mm/semana

b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)

[1] Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

[2] En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá en primera aproximación como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la estructura y de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de solicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método del capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a solicitaciones horizontales.

c) Fricción negativa

En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I deberá tomarse en cuenta la fricción negativa que pueda desarrollarse en sus paredes. Esta fricción deberá considerarse exclusivamente en la revisión de la seguridad por falla estructural y para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación (asentamientos o emersiones).

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3.

Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos, se utilizará la primera combinación de acciones agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C, que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R, relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante; y

b) $F_R = 0.65$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\Sigma Q\, F_C}{A} < r \qquad (3.3.1)$$

donde:

$\Sigma Q F_C$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga;
A es el área del elemento de cimentación;
r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Para evaluar r, se recurrirá a por lo menos dos de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos.

Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de deformación esperado. Se tendrá:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v \qquad (3.3.2)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\overline{p}_v \left(N_q - 1 \right) + \frac{\gamma\, BN_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \qquad (3.3.3)$$

donde:

γ es el peso volumétrico del suelo;
c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no–consolidado no–drenado, (UU);
B es el ancho de la cimentación;
p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;
$\overline{p}_v$ es la presión vertical efectiva a la misma profundidad
N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14\ (1 + 0.25D_f\ /B + 0.25B/L) \qquad (3.3.4)$$

para $D_f\ /B < 2$ y $B/L < 1$;

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que $D_f\ /B$ y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45° + \phi/2) \qquad (3.3.5)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1+(B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1+\tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2\ (N_q + 1) \tan \phi \qquad (3.3.6)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1-0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.2.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang tan}\ (\lambda \tan \phi^*) \qquad (3.3.7)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente λ será igual a $0.67+D_r–0.75D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, λ será igual a l.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.3.3 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)\ (\gamma_m - \gamma') \qquad (3.3.8)$$

donde:

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^o + \phi/2)$; y
γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \qquad (3.3.9)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será A' = B' L'.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecuaciones 3.3.4 y 3.3.5 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.

2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es B+H.

3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B\,[\,1 + 2/3\,(H/B)^2\,] \qquad (3.3.10)$$

4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida de las cimentaciones, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo a introducir en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga unitaria, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de r.

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica.

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de r.

El modelo constitutivo que se emplee debe ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

E) Métodos de pruebas de carga en campo

Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo a partir de pruebas de carga realizadas in situ, siempre que la homogeneidad del suelo y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 3.3.2 y 3.3.3, deberá tomarse igual a la mitad del definido en 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayes de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo correspondientes al segundo tipo de combinación de acciones, se calcularán, cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_{0}^{H} \left[\frac{\Delta e}{1+e_o} \right] \Delta z \qquad (3.3.11)$$

donde:

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H;
e_o es la relación de vacíos inicial;
Δe es la variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y
Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

Como alternativa al procedimiento simplificado anterior, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre–compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre–compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo anteriormente descargado por la excavación.

b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo el segundo tipo de combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar grandes deformaciones permanentes bajo la combinación de carga estática más carga sísmica cíclica cuando se alcanza un esfuerzo cortante superior al 90 por ciento de la resistencia estática no–drenada.

c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación–suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el inciso 3.3.1 tomando en cuenta, además, el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobrecompensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Esto es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional, que disminuye localmente por estar el suelo preconsolidado por descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre-compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida del cuidado puesto al hacer la excavación (Capítulo 5).

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa solicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes o pilas

Los pilotes y pilas son cimentaciones del tipo profundo que generalmente complementan una cimentación somera o semiprofunda. Comúnmente, en la ciudad de México se emplean para este fin pilotes de concreto prefabricados e hincados con o sin perforación previa y pilotes o pilas colados en perforación previa con o sin ademe. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 600 mm de diámetro colados en perforación previa.

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, los pilotes o pilas se usan comúnmente como complemento de cimentaciones parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes o pilas no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, la losa suele separarse con el tiempo del suelo de apoyo, por lo que es prudente suponer que no contribuye a la capacidad de carga global.

En el caso de la zona I, los pilotes o pilas se emplean comúnmente para atravesar depósitos arenosos superficiales en estado suelto o cohesivos relativamente blandos y rellenos no controlados. Por tanto su diseño se hace en términos de capacidad de carga.

En cualquier caso, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla ni los de servicio.

3.5.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_C < R \qquad (3.5.1)$$

donde:

ΣQF_C es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente), cuyo valor será:

1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia del elemento considerado;
2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados; y
3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

Para evaluar R, se recurrirá a alguno, y de preferencia a varios, de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos

a) La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^{m} \alpha_i c_{ui} L_i \tag{3.5.2}$$

donde:

P_P es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas;
F_R se tomará igual a 0.65, salvo para pilotes hincados en perforación previa (inciso 7.1.3.2);
m número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila;
α_i es el coeficiente de adherencia lateral elemento–suelo del estrato i;
c_{ui} es la cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no–consolidado no–drenado (UU) del estrato i;
L_i es la longitud del pilote o pila correspondiente al estrato i;

El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5\sqrt{\frac{\overline{p}_{vi}}{c_{ui}}} \tag{3.5.3}$$

donde:

$\overline{p}_{vi}$ es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i;

Los valores mínimos y máximos de α_i serán de 0.3 y 1, respectivamente.

b) La capacidad de carga por fricción lateral, C_f , para suelos friccionantes, se calculará como:

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^{m} \overline{p}_{vi} \beta_i L_i \tag{3.5.4}$$

donde:

F_R se tomará igual a 0.65;
m número de estratos friccionantes a lo largo del fuste del pilote o pila;
β_i es el coeficiente de fricción elemento-suelo en el estrato i, que se estimará como:

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i}; \quad 0.25 \le \beta \le 1.2 \tag{3.5.5}$$

donde:

z_i es la profundidad media del estrato i.

Deberá considerarse que el valor límite de la resistencia unitaria en el fuste ($\overline{p}_{vi}\beta_i$, de la ecuación 3.5.4) no podrá ser superior a 200 kPa.

Para rellenos sueltos, basureros y en general para suelos de baja compacidad, no será aplicable la ecuación 3.5.5. En tales casos no se considerará el aporte de la fricción lateral a la capacidad de los pilotes o pilas. Para suelos arenosos con contenido de gravas superior al 25% o para gravas medianamente o muy compactas, podrán emplearse valores del coeficiente β superiores a 1.2, siempre y cuando se cuente con información experimental o con pruebas de carga que lo respalden.

c) La capacidad de carga por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_p = \left(c_u N_c^* F_R + p_v\right) A_p \tag{3.5.6}$$

donde:

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;
p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
F_R se tomará igual a 0.65;
c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) y
N_c* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1 Coeficiente Nc*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;

d) La capacidad de carga de un pilote o pila, C_p, apoyado en un estrato friccionante, se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas (Método D). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

$$C_p = \left(\overline{p}_v N_q^* F_R + p_v\right) A_p \tag{3.5.7}$$

donde:

$\overline{p}_v$ es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
N_q* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$\mathrm{N_q}^* = \mathrm{N_{mín}} + \mathrm{L_e}\,\frac{\mathrm{N_{máx}} - \mathrm{N_{mín}}}{4\mathrm{B}\tan(45° + \phi/2)} \tag{3.5.8}$$

cuando $L_e / B \leq 4 \tan (45° + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{máx} \tag{3.5.9}$$

cuando $L_e / B > 4 \tan (45° + \phi/2)$

Tabla 3.5.2 Valor de $N_{máx}$ y $N_{mín}$ para el cálculo de N_q*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78	130

L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante;
B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;
ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.A.a; y
F_R se tomará igual a 0.35.

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga reducida de cimentaciones a base de pilotes o pilas, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo por usarse en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de R.

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de R.

El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

E) Métodos basados en pruebas de carga en campo

Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que recargan su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida R del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En suelos blandos en proceso de consolidación, como los de las zonas II y III, de acuerdo con el tipo de diseño adoptado (sección 3.5), la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que alguna de las capacidades de carga siguientes resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción:

a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.3.1. En tal caso, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote o pila dada por la ecuación 3.5.1 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes o suelo-pilas.

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.5.1.

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, si se quiere que la estructura siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional; el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por cada uno de los pilotes o pilas individuales o subgrupos se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para trabajar en estas condiciones.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;

2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es B+H; y

3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{H}{B}\right)^2\right] \qquad (3.5.10)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos o subgrupos de pilotes o pilas.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.5.2 Estados límite de servicio

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, si se quiere que una cimentación a base de pilotes o pilas siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los pilotes o pilas y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de dichos asentamientos y emersiones se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes o pilas.

Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.5.3 Estimación de la fricción negativa

La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de pilotes o pilas cuando el terreno que los circunda se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada sobre el mismo. Las acciones que entonces se oponen a la penetración de los pilotes o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, figura 3.5.1. Se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote o pila y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva.

Siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la forma siguiente:

1) La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote (inciso 3.5.1) considerando un factor de resistencia F_R unitario.

2) En pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B, deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2, con factor de resistencia F_R unitario), considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1 Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	-----	1.0
De esquina	2.5	0.5
	5	0.9
De borde	2.5	0.4
	5	0.8
Interior	2.5	0.15
	5	0.5

3) En pilas o pilotes interiores que no alcanzan a apoyarse en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa deberá estimarse por tanteos, variando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la siguiente ecuación, figura 3.5.1:

$$\frac{\Sigma Q}{N_P} + FN = FP + C_P \tag{3.5.11}$$

donde:

ΣQ acciones permanentes más acciones variables con intensidad media;
N_P número de pilotes o pilas;
$FP = C_f \Big|_{z_0}^{D_f + L_P}$ fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2), desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_P$), considerando un factor de resistencia unitario;
C_p capacidad de carga por punta (ecuación 3.5.6), considerando un factor de resistencia unitario;
L_P longitud del pilote o pila;
D_f profundidad de desplante de la zapata, losa o cajón de cimentación; y
FN fricción negativa, igual a:

$$FN = mín. \begin{cases} C_f \Big|_{D_f}^{z_0} \\ \Delta\sigma_{z_0} A_T \end{cases} \tag{3.5.12}$$

donde:

$C_f \Big|_{D_f}^{z_0}$ capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2) desde D_f hasta z_0, considerando un factor de resistencia unitario.
$\Delta\sigma_{z_0}$ incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 (sin considerar la presencia de los pilotes o pilas) generado por: a) el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable; o b) una sobrecarga en el terreno circundante; y
A_T área tributaria entre pilotes o pilas.

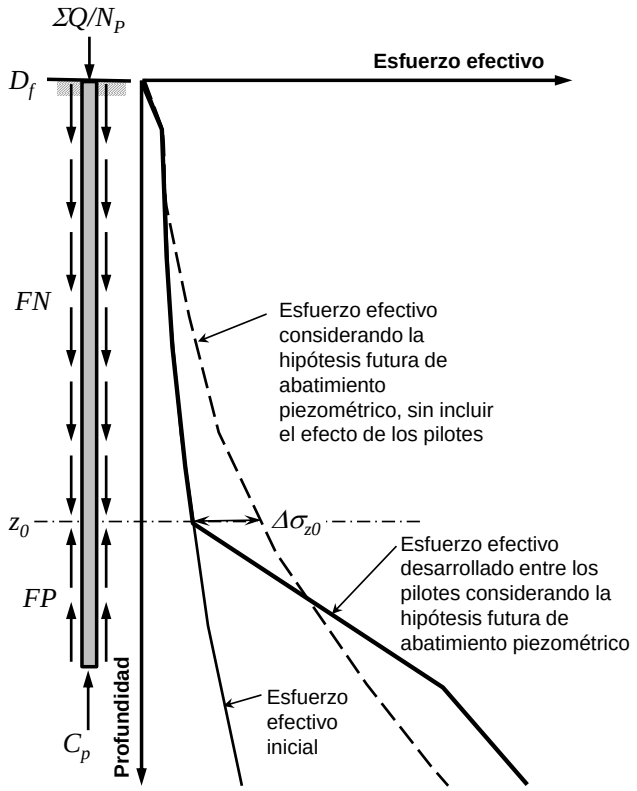


Figura 3.5.1. Consideraciones para la estimación de la fricción negativa.

4) Para el caso de pilas o pilotes perimetrales o independientes que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato duro, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido en el punto 3), considerando que $FN = C_f \Big|_{D_f}^{z_0}$.

3.6 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayes a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El diseño estructural de la cimentación deberá ajustarse a lo especificado en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y de Estructuras Metálicas. Se tomará además muy en cuenta lo señalado en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo.

4.1 Condiciones de diseño

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) a usar en el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

4.2 Cimentaciones someras

El análisis y el diseño de los elementos de la cimentación como: zapatas, contratrabes, trabes de liga y losas, se realizarán tomando en cuenta la rigidez relativa de la estructura y del suelo. Para dimensionar la subestructura, las presiones de contacto, principalmente en

cimentaciones continuas, deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;

b) Que con las presiones de contacto consideradas los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1.1); y

c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

4.3 Pilas o pilotes

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar las fuerzas trasmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote. En pilotes prefabricados deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el trasporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

La protección de pilotes y pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con los requisitos de durabilidad señalados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas que recarguen su punta en un estrato duro, en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes o pilas pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional de los estratos del subsuelo a todo lo largo del elemento. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo bajo las zapatas o losas de cimentación como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación del suelo por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. Se tomarán en cuenta las sobrecargas existentes en zonas próximas a excavaciones con su respectivo factor de carga. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública será de 15 kPa (1.5 t/m²).

5.1.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento, especialmente en la proximidad de la corona, y la presencia de otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de pocas semanas.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

En la revisión de la estabilidad del talud, los momentos o fuerzas motoras asociados a peso propio del suelo se afectarán de un factor de carga unitario y las resistentes de un factor de resistencia de 0.6.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (inciso 7.2.5).

5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se revisará la estabilidad del fondo de la excavación en presencia de flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. El nivel dinámico al que debe mantenerse dicho bombeo por debajo del fondo de la excavación será expresamente determinado al diseñar la obra.

Cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descanse sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, $\mathbf{h_i}$, del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) h_w \qquad (5.1.1)$$

donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;
γ_w es el peso volumétrico del agua; y
γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable por medio de bombeo.

5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad general de una masa de suelo que incluirá el propio elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de troquelamiento.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará también el empotramiento y el momento resistente mínimo requeridos para garantizar la estabilidad del elemento estructural.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \qquad (5.1.2)$$

donde:

c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no–consolidadas no–drenadas (UU);
N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en el inciso 3.3.1 que depende de la geometría de la excavación, es decir, de B, el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
$\Sigma q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y
F_R se tomará igual a 0.7

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo.

5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

5.1.5 Fricción negativa

De acuerdo con la sección 3.1, deberá considerarse en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse en las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I.

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3. Para los demás casos podrán emplearse las expresiones 3.5.2 y 3.5.3.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.3.11 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del suelo excavado por el de la subestructura construida.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite

a) de falla: la rotura estructural, el volteo, el desplazamiento horizontal de la base del muro, la falla por capacidad de carga de la cimentación del mismo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

b) de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores a los de diseño. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

6.1 Estados límite de falla

La capacidad de carga de la cimentación del muro se revisará en la forma indicada en el capítulo 3.

Para combinaciones de carga clasificadas en la sección 2.3.a de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de dichas normas y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento, los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.5.

Para combinaciones de cargas clasificadas en el inciso 2.3.b de las Normas citadas, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de las mismas normas mencionadas en esta sección y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.8.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi–empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

6.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro y/o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Se revisarán los estados límite de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro. Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar al concreto o al acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III de la Ciudad de México donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2 Plataformas de trabajo

Las plataformas de trabajo en el sitio, deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes, brazo de palanca al centro de gravedad, fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 400 mm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R\left(\frac{N^2\,\pi^2\,E\,I}{4\,L^2}+\frac{4\,K\,D\,L^2}{N^2\,\pi^2}\right) \qquad (7.1.1)$$

donde:

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
D es el diámetro del pilote;
E es el módulo de elasticidad del material del pilote;
I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote;
N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de $\mathbf{P_c}$;
L es la longitud del pilote; y
F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.3.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 200 mm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 500 mm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 200 mm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 200 mm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilotes de menos de 600 mm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni pilas de menos de 800 mm hasta **30** m de profundidad, ni de menos de 1000 mm hasta profundidades mayores. En la misma forma, las pilas de sección no circular deberán tener dimensiones suficientes para garantizar una buena colocación del concreto.

Los pilotes o pilas deberán ser construidos con ademe o estabilizados con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas o pilotes se aceptará una tolerancia de 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilotes o pilas, de acuerdo con lo especificado en la tabla 7.1.1.

Los ensayes de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos.

7.1.3.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 7.1.1 Número mínimo de pruebas de integridad para pilotes o pilas colados en el lugar

Edificación, de acuerdo con el Art. 139 del RCDF	Número de ensayes mínimo, en % del total de pilotes o pilas
Grupo A	100
Grupo B1: Zona III	75
Grupo B1: Zonas I y II	50
Grupo B2	30

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos blandos como los de las zonas II y III, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la ecuación 3.5.2 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{perf}/D)$ donde D_{perf} y D son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 200 mm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 100 mm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un suelo compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote, mediante nivelaciones, si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote que se apoya en un estrato duro se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si el diseño de la cimentación prevé que la punta del pilote quede separada del estrato resistente y si dicho pilote se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean equiparables con las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

7.1.3.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;

b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;

c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;

d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;

e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga;

f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba; y

g) Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y de la composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto ampliamente superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;

b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e

c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

7.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en 5.1.4. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.).

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 40 kPa (4 t/m²) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido construidos por capas de espesor no mayor de 300 mm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con las presentes Normas. La recimentación o renivelación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal. Se verificará la adecuación de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio o diseño geotécnico deberá incluir una memoria detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y sus resultados de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como el comportamiento futuro esperado de la construcción y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes. Se especificarán también las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y la manera como se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO
1.1 Propósito y alcance
1.2 Requisitos generales
1.2.1 Sistema estructural
1.2.2 Criterios de análisis y diseño
1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación
1.3 Zonas
1.4 Clasificación de las estructuras
1.5 Acciones sísmicas de diseño
1.6 Reducción de fuerzas sísmicas
1.7 Cortante basal mínimo
1.8 Revisión de desplazamientos laterales
1.9 Separación de edificios colindantes

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR
2.1 Métodos de análisis sísmico
2.2 Efectos de torsión
2.3 Efectos de segundo orden
2.4 Efectos bidireccionales
2.5 Comportamiento asimétrico
2.6 Péndulos invertidos
2.7 Diafragmas de piso, apéndices y contenidos
2.7.1 Criterios generales
2.7.2 Aceleraciones de piso
2.7.3 Fuerzas de diseño para diafragmas
2.7.4 Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales
2.8 Cargas sísmicas durante la construcción

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO
3.1 Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático
3.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño
3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos
3.1.3 Espectros de sitio
3.2 Efectos de la interacción suelo-estructura
3.3 Factor de importancia
3.4 Factores de reducción de las ordenadas espectrales
3.5 Factor de sobre-resistencia

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES
4.1 Reglas generales
4.2 Valores de Q y γ_{max}

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD
5.1 Estructura regular
5.1 Estructura irregular
5.3 Estructura muy irregular
5.4 Estructura de planta baja débil
5.5 Corrección de Q´ por irregularidad
5.6 Concentración de sismo-resistencia

6. ANÁLISIS DINÁMICO
6.1 Análisis dinámico modal
6.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso
6.2.1 Movimientos del terreno

6.2.2 Modelación de sistema estructural
6.2.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas
6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación
6.3 Revisión por cortante basal

7. ANÁLISIS ESTÁTICO
7.1 Requisitos para la aplicación de este método de análisis
7.2 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño
7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del periodo fundamental

8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
8.1 Interacción cinemática
8.2 Interacción inercial
8.2.1 Cortante basal modificado
8.2.2 Desplazamiento lateral modificado
8.2.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

APÉNDICE A DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO
A.1 Determinación de espectros específicos de sitio, incluyendo interacción cinemática suelo-estructura
A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s

APÉNDICE B EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA
B.1 Criterios generales de diseño
B.1.1 Alcance y definiciones básicas
B.1.2 Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador
B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador
B.2.1 Diseño del sistema secundario
B.2.2 Diseño del sistema estructura-disipador
B.3 Inspección de las estructuras
B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio
B.4.1 Supervisión de las pruebas
B.4.2 Control de calidad
B.4.3 Requisitos generales sobre las pruebas
B.4.4 Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía
B.4.4.1 Ciclos requeridos. Requisitos de limitación de daños
B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de seguridad contra colapso
B.4.5 Criterios de aceptación
B.4.5.1 Disipadores de energía de tipo histerético
B.4.5.2 Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico
B.4.6 Pruebas en dos direcciones ortogonales
B.4.7 Colocación e inspección

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

NOTACIÓN

Cada símbolo empleado en estas Normas se define donde aparece por primera vez.

A	área de una cimentación
a	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad
ã	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, para una estructura con base flexible
a'	ordenada del espectro de diseño sin efectos de interacción suelo-estructura

ã'	ordenada del espectro de diseño con efectos de interacción suelo-estructura
a_0	valor de a que corresponde a T = 0 (aceleración máxima del terreno)
a_1	ordenada del espectro elástico de diseño correspondiente al periodo fundamental de vibrar del sistema estructural
a_a	parámetro para el cálculo de F_a
a_{c1}, a_{c1}	ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno
a_{es}	ordenada del espectro que caracteriza la excitación sísmica
a_i	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i-ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ij}	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i-ésimo nivel asociada a la respuesta dinámica lineal del j-ésimo modo de vibrar; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ijx}, a_{ijy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i-ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente, producidas por el j-ésimo modo de vibrar
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i-ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y, respectivamente
a_{min}	ordenada espectral mínima de diseño
b	dimensión de la planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis; un subíndice i indica que la dimensión corresponde al i-ésimo nivel
b_a	parámetro para el cálculo de F_a
b_{me}	menor distancia en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo
c	ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
c_a	parámetro para el cálculo de F_a
C_h	constante de amortiguamiento viscoso en la dirección traslacional horizontal de la cimentación
c_h	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
C_r	constante de amortiguamiento viscoso en rotación de la cimentación
c_r	coeficiente de amortiguamiento adimensional en rotación
C_v	constante de amortiguamiento viscoso en dirección traslacional vertical de la cimentación
c_v	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
D	profundidad de desplante
d	diámetro de pilote
d_a	parámetro para el cálculo de F_a
D_B	duración del movimiento del suelo de entrada
D^+_{EDE}	desplazamiento en dirección positiva de un disipador histerético
D^-_{EDE}	desplazamiento en dirección negativa de un disipador histerético
d_i	espesor del i-ésimo estrato de la formación de suelo
D_S	duración del movimiento del suelo en la superficie
e_a	excentricidad accidental; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i-ésimo nivel
E_p	módulo de elasticidad del material de un pilote
E_s	módulo de elasticidad del suelo
e_s	excentricidad torsional; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i-ésimo nivel
F	fuerza lateral; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i-ésimo nivel del sistema estructural
F_a	factor usado para reducir los factores de resistencia debido a comportamiento asimétrico
F_d	fuerza lateral de diseño para un diafragma, un subíndice i indica que la fuerza actúa en el diafragma ubicado en el i-ésimo nivel
F^+_{EDE}	fuerza en dirección positiva de un disipador histerético que corresponde a D^+_{EDE}
F^-_{EDE}	fuerza en dirección negativa de un disipador histerético que corresponde a D^-_{EDE}
F_{pe}	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
g	aceleración de la gravedad
G_i	módulo de rigidez al corte del i-ésimo estrato de la formación de suelo
G_s	módulo de rigidez al corte del suelo
h	altura sobre el desplante de la masa para la que se calcula una fuerza o aceleración horizontal; un subíndice i indica que la altura corresponde al i-ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
H_c	función de transferencia cinemática
h_{cm}	altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo
H_e	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total

H_s	profundidad de la segunda capa dura
I	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
{J}	vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones
k	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'
k_1	factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de R
k_2	factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de R
k_3, k_4	variables usadas para el cálculo de las fuerzas laterales con el método estático
$k_{efectiva}$	rigidez efectiva de un disipador histerético
K_h	rigidez en traslación horizontal de la cimentación
k_h	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
K_r	rigidez rotacional de la cimentación
k_r	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
K_s	cociente entre ordenadas espectrales del espectro de seguridad contra colapso y las correspondientes al requisito de limitación de daños, independiente de T
K_v	rigidez en traslación vertical de la cimentación
k_v	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
L	longitud de pilote
M_0	momento de volteo en la base de la cimentación
M_{0i}	momento aplicado en el plano del sistema de piso del i-ésimo nivel
M_{ai}	momento actuante en el plano del sistema de piso del i-ésimo nivel
M_{o1}	momento de volteo en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
N	número de estratos
n	número de pisos
p	variable usada para el cálculo de a y Q'
$\tilde{p}$	variable usada para el cálculo de $\tilde{Q}'$
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T
$\tilde{Q}$	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T
$\tilde{Q}'$	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
Q_c	factor que cuantifica la ductilidad disponible en un apéndice o contenido
R	factor de reducción por sobre-resistencia
r	radio equivalente de la cimentación, igual a la raíz cuadrada de la relación entre el área de la cimentación y el número π
R_0	factor básico de sobre-resistencia
R_h	radio equivalente de la cimentación en traslación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de traslación
r_o	radio de giro de la masa en péndulos invertidos
R_r	radio equivalente de la cimentación en rotación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de rotación
R_s	factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas
r_T	cociente del periodo de vibrar de un apéndice y del periodo dominante de la respuesta dinámica de piso
R_v	radio equivalente de la cimentación en el modo vertical, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para la dirección vertical
S	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
S_i	respuesta de la estructura en el i-ésimo modo
T	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice i implica que el periodo corresponde al i-ésimo modo de vibrar
T_1	periodo fundamental de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis
T_a, T_b	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño
T_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
$\tilde{T}_e$	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
T_h	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido
T_R	periodo de retorno
T_r	periodo natural de una estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido
T_s	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
u_p	giro del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
V	fuerza cortante; un subíndice i implica que la fuerza cortante corresponde al i-ésimo entrepiso

V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis
V_o	fuerza cortante en la base de la construcción
$\tilde{V}_o$	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura
V_{o1}	fuerza cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$\tilde{V}_{o1}$	fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción suelo-estructura
V_s	velocidad efectiva de ondas de cortante
W	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i indica que el peso corresponde al i-ésimo piso
[W]	matriz de pesos de las masas de las estructuras
W_d	peso tributario correspondiente a un diafragma, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i implica que el peso corresponde al diafragma ubicado en el i-ésimo piso
W_e	peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental; un subíndice i indica que el peso corresponde al i-ésimo modo
W_o	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
W_p	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; un subíndice i implica que el peso corresponde al i-ésimo nivel
X_i	desplazamiento lateral relativo al desplante del i-ésimo nivel
$\tilde{X}_i$	desplazamiento lateral relativo al desplante del i-ésimo nivel corregido por efectos de interacción suelo-estructura
x_i	variable usada para el cálculo de T_s
x_p	desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente de un péndulo invertido
X_{i1}	desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
$\tilde{X}_{i1}$	desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregido por efectos de interacción suelo-estructura
α	nivel de asimetría en fluencia
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β	factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
$\tilde{\beta}$	factor β evaluado con efectos de interacción
β_c	factor reductivo por amortiguamiento para un apéndice o contenido
β_s	velocidad de propagación de ondas de cortante en el suelo
γ_a	factor de amplificación de aceleración en un apéndice o elemento no estructural
γ_i	peso volumétrico del i-ésimo estrato de la formación de suelo
γ_{max}	distorsión límite; sus valores se especifican en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3
ε	parámetro usado para el cálculo de β
ζ	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño
ζ_c	fracción de amortiguamiento crítico para un apéndice o contenido
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
$\tilde{\zeta}_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
ζ_h	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
ζ_r	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
ζ_s	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
μ_s	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
η	parámetro de frecuencia para cimentaciones con pilotes
η_a	parámetro usado para estimar a_n
η_h	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
η_p	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
η_r	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_r
η_s	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
η_v	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_v
θ_a	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total, ángulo de desplomo
λ	parámetro usado para el cálculo de β
ν_s	coeficiente de Poisson del suelo

τ	parámetro usado para el cálculo de β
τ_v	tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i-ésimo modo
ω	Frecuencia
ω_c	frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta el desplante
ω_e	frecuencia de excitación
Ω_i	factor de amplificación de la aceleración de entrepiso

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

1.1 Propósito y alcance

Como se establece en el Artículo 137 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, estas Normas deben aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

a) Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.

b) Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

1.2 Requisitos generales

1.2.1 Sistema estructural

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y de las fuerzas gravitacionales. Los sistemas estructurales que contemplan estas Normas se enuncian en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3. El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de análisis que demuestren a satisfacción de la Administración la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

El modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas. El diseñador deberá investigar y demostrar que todo elemento constructivo puede soportar adecuadamente las cargas y deformaciones que se generan en él de acuerdo con el análisis sísmico.

Puede ignorarse la participación de los elementos constructivos que no formen parte del sistema resistente, cuando sean muy flexibles o cuando se desliguen de la estructura principal de manera que no restrinjan su deformación lateral.

1.2.2 Criterios de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis de acuerdo con la sección 6.1, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Las estructuras se diseñarán con alguno de los métodos indicados en la sección 2.1.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación

Deberá revisarse la seguridad de la cimentación para los modos de falla que puedan presentarse en los elementos estructurales que la componen y para la falla del suelo ante las fuerzas actuantes determinadas con los procedimientos establecidos en estas Normas.

Los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación se establecen en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate, y los que rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo se establecen en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Dado que las fuerzas internas que la superestructura puede soportar son mayores que las que resultan del análisis, las acciones con las que se debe verificar la capacidad de los miembros críticos de la cimentación, así como la del suelo, deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar. Por lo anterior, tanto para el diseño estructural de los miembros críticos de la cimentación, como para el diseño contra falla del suelo, los elementos mecánicos debidos a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura deberán multiplicarse por 0.65R, donde R es el factor de reducción por sobre-resistencia definido en la sección 3.5.

Se deben considerar como miembros críticos de la cimentación aquellos cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura, como son zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en alguna de sus direcciones principales, grupos de pilotes cuya falla en compresión o tensión puede causar el volteo de la edificación, y anclas que tienen como función proporcionar estabilidad a la superestructura.

1.3 Zonas

Para los efectos de cumplimiento de algunos requisitos de estas Normas, se considerarán las tres zonas consideradas en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Conforme a lo anterior, la Ciudad de México se divide en tres zonas:

a) Zona I o de Lomas
b) Zona II o de Transición
c) Zona III o del Lago

1.4 Clasificación de las estructuras

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que se reproducen a continuación.

Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves. Se subdividen en dos subgrupos.

Subgrupo A1: Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:

a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.

b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o substancias inflamables.

Subgrupo A2: Edificaciones cuya falla podría causar:

a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.

b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.

c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos.

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

a) Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el Artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

b) Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

1.5 Acciones sísmicas de diseño

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en la sección 7.1 se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en dicha sección. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas obtenidas como se especifica en el inciso 6.2.1.

1.6 Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se use el análisis dinámico modal o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño siguiendo los criterios que fijan las secciones 3.4 y 3.5, en función de las características del sistema estructural y del suelo. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas y las respuestas dinámicas correspondientes se determinarán como se especifica en la sección 6.2.

1.7 Cortante basal mínimo

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{min}W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.

1.8 Revisión de desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes.

a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Los desplazamientos laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.9, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden estipulados en la sección 2.3.

b) Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición como se indica en el inciso 3.1.1, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica en el inciso 6.2.4.

1.9 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente. Las zonas quedan definidas conforme a lo indicado en la sección 1.3.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según este artículo.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a las mismas alturas y no rebasan en ningún nivel los paños exteriores de los elementos estructurales ubicados en la fachada colindante del edificio.

En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la ocurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

2.1 Métodos de análisis sísmico

Las estructuras deben diseñarse, en general, con alguno de los métodos de análisis dinámico que se describen en el Capítulo 6. El método estático del Capítulo 7 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese capítulo.

Para edificaciones que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, debe verificarse el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso como el que se indica en la sección 6.2. Se considerará satisfactorio el diseño si se cumple con lo especificado en el inciso 6.2.4.

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

2.2 Efectos de torsión

La excentricidad torsional, e_s, calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \tag{2.2.1}$$

$$e_s - e_a \tag{2.2.2}$$

donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental, e_{ai}, en la dirección perpendicular a la de análisis en el i-ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$\left[0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)\right] b_i \qquad (2.2.3)$$

donde b_i es la dimensión del i-ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y n, el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, pero debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm\left(M_{ai} - M_{a(i+1)}\right) \qquad (2.2.4)$$

donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i-ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i\, e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i-ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

2.3 Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión para el estado límite de seguridad contra colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08\frac{V}{W_p} \qquad (2.3.1)$$

donde V es la fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso y W_p el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin factor de carga.

2.4 Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

2.5 Comportamiento asimétrico

Cuando el sistema estructural sea tal que las resistencias laterales sean significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor F_a especificado en las ecuaciones 2.5.1 o 2.5.2. Entre estos casos se encuentran estructuras con fachadas inclinadas o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d_a \qquad (2.5.1)$$

en el caso en que el sistema estructural se desplante en suelos con T_s mayor que 1 s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}} + d_a \qquad (2.5.2)$$

cuando el sistema se desplante en suelos con T_s menor o igual a 1 s.

T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3. T_1 es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.5.1 define, en función del valor de T_s, los valores de los parámetros a_a, b_a, c_a y d_a de las ecuaciones 2.5.1 y 2.5.2.

En la tabla 2.5.1, α evalúa el nivel de asimetría, que se considera igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \qquad (2.5.3)$$

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo; y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan considerando todos los elementos que puedan contribuir a ellas. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante

Tabla 2.5.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el factor F_a

Periodo del Sitio (s)	a_a	b_a	c_a	d_a
$T_s \leq 0.5$	(3.5Q - 1.5) α	13.4	0.1	1.6α + 1.0
$0.5 < T_s \leq 1.0$	(4.8Q – 3.0) α	8.8	0.1	4.1α + 1.0
$1.0 < T_s \leq 1.5$	(1.5Q - 1.4) α	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	(2.0Q - 1.6) α	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	(1.5Q + 0.8) α	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	(1.5Q + 1.1) α	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	(1.9Q - 0.05) α	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1., se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2., y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

2.6 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, F_{pe}, se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical. Si se aplica el análisis estático, el efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es:

$$1.5F_{pe}r_o^2u_p / x_p \tag{2.6.1}$$

donde r_o es el radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión; y u_p y x_p, el giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_{pe}.

2.7 Diafragmas de piso, apéndices y contenidos

2.7.1 Criterios generales

Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee, para la evaluación de las fuerzas de inercia que actúan sobre los diafragmas de piso y las aceleraciones locales en sus distintos puntos, se tomarán en cuenta las deformaciones de los diafragmas en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse en el caso de un diafragma rígido, definido como uno cuya máxima deflexión lateral en su plano es menor que 0.5 veces la deformación lateral promedio de los elementos verticales del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma. Las deformaciones laterales del diafragma y del entrepiso se estiman mediante un análisis elástico del modelo tridimensional del sistema completo con las fuerzas laterales de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso. De manera alternativa, se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero que en planta exhiban una relación de largo a ancho menor o igual a 4, y que cumplan los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1.

2.7.2 Aceleraciones de piso

Las aceleraciones máximas de piso deben determinarse en los casos siguientes:

a) Para fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan.

b) Cuando la distribución en planta de las rigideces laterales de los elementos o planos verticales sismo-resistentes (marcos, muros, etc.) conduzca a que la trasmisión de las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso se concentre en unos cuantos elementos o planos verticales del sistema estructural. En este caso debe revisarse que el diafragma de piso posea la capacidad resistente y la rigidez necesarias para trasmitir a los elementos o planos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso. Para este fin, deberá tomarse en cuenta la presencia de aberturas en el diafragma, tales como escaleras, cubos de elevadores o de ventilación e iluminación.

Para la determinación de las fuerzas de inercia mencionadas en b) se partirá de las masas de los diafragmas, de las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos, y de las aceleraciones absolutas correspondientes a la respuesta dinámica del sistema. Dichas aceleraciones deben tomar en cuenta la aceleración del terreno, y podrán determinarse con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional que incluya los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Las aceleraciones de piso a las que se refiere esta sección difieren de las que resultan de un análisis dinámico modal convencional, orientado a determinar las configuraciones de distorsiones laterales que producen las fuerzas cortantes de diseño en los elementos que proporcionan la resistencia lateral. Este análisis convencional estima aceleraciones relativas al terreno; las aceleraciones absolutas que se tratan en esta sección se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo. Independientemente del método de análisis sísmico que se emplee para determinar las fuerzas laterales de diseño, es posible omitir el análisis dinámico modal mencionado en el párrafo anterior cuando se tengan diafragmas rígidos en edificios con planta sensiblemente simétrica. En este caso la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad en cualquier punto del i-ésimo diafragma podrá considerarse igual a la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad a_i de su centro de masa, que en la dirección de análisis se tomará igual al producto $\Omega_i\, a_0$, donde a_0 es la ordenada en el origen del espectro de diseño, especificada en el inciso 3.1.2, y Ω_i un factor de amplificación, determinado con la ecuación:

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n}\right)\left(\frac{a_n}{a_0} - 1\right) + 1 \tag{2.7.1}$$

donde a_n es la máxima aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel n, correspondiente al extremo superior del edificio; y h_i y h_n, las alturas del i-ésimo nivel y del nivel n sobre el desplante, respectivamente.

Para estos fines, se considera que un edificio es sensiblemente simétrico si los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis elástico para el estado límite de seguridad contra colapso cumplen con el requisito 12 de la sección 5.1.

El valor de a_n se determinará de acuerdo con la ecuación 2.7.2 o, en forma aproximada, con la ecuación 2.7.3:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{n1}}{Q'}\right)^2 + \sum_{j=2,\ldots,n} a_{nj}^{\ 2}} \tag{2.7.2}$$

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \tag{2.7.3}$$

donde a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, de acuerdo con la sección 3.1, que en forma conservadora podrá tomarse igual al coeficiente c, definido en el inciso 3.1.2, a_0, la aceleración máxima del terreno, definida en el inciso 3.1.2, a_{nj}, la aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a la respuesta dinámica lineal del j-ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis, n, el número de pisos, Q', el factor de reducción por comportamiento sísmico, definido en la sección 3.4, y η_a se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \tag{2.7.4}$$

En los casos de diafragmas rígidos en que no se satisface la condición de planta sensiblemente simétrica estipulada en el requisito 12 de la sección 5.1, se deben evaluar con un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, tres componentes de la aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de torsión alrededor del centro de masa. La aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad para un punto de interés ubicado en el i-ésimo piso, debe calcularse como sigue:

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \tag{2.7.5}$$

En esta ecuación, a_{ix} y a_{iy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en el punto de interés en las direcciones ortogonales X y Y consideradas para el análisis, que se calculan como sigue:

$$a_{ix} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijx}^{\ 2}} \tag{2.7.6}$$

$$a_{iy} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{iky}}{Q'}\right)^2 + \sum_j a_{ijy}^{\ 2}} \tag{2.7.7}$$

donde a_{ijx} y a_{ijy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad del punto de interés ubicado en el i-ésimo piso en las direcciones ortogonales X y Y, producidas por el j-ésimo modo de vibrar. En las ecuaciones 2.7.6 y 2.7.7, el primer sumando dentro del signo de raíz cuadrada incluye las aceleraciones máximas correspondientes a los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional de análisis, y el segundo incluye todos los demás modos requeridos para que el análisis dinámico modal incluya el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Para determinar las aceleraciones de piso que actúan sobre diafragmas flexibles debe llevarse a cabo un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.

2.7.3 Fuerzas de diseño para diafragmas

La fuerza de diseño en el plano para el diafragma rígido del i-ésimo piso, F_{di}, incluyendo sus colectores, cuerdas y conexiones, se calcula como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_S} W_{di} \geq 0.5 a_o W_{di} \tag{2.7.8}$$

donde a_i es la aceleración de entrepiso como fracción de la aceleración de la gravedad en el centro de masa del diafragma, calculada conforme a lo estipulado en el inciso 2.7.2; W_{di} el peso tributario correspondiente al diafragma del i-ésimo piso, incluyendo el peso de los diafragmas, y las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; y R_s un factor de reducción por sobre-resistencia para las fuerzas de diseño de los diafragmas, el cual se obtiene de la tabla 2.7.1. En ningún caso deberá considerarse un valor de R_s que sea mayor que el valor de R usado para el diseño del sistema estructural.

Tabla 2.7.1 Factor de reducción de las fuerzas de diseño de diafragmas, R_s

Tipo de Diafragma	Controlado por Corte[(a)]	Controlado por Flexión[(b)]
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0

(a) Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión
(b) Sistemas de piso capaces de desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

Las fuerzas calculadas con la ecuación 2.7.8 se multiplicarán por los factores de importancia establecidos en la sección 3.3 para las edificaciones que pertenezcan al Grupo A. Para el caso de diafragmas que no cumplan con lo estipulado en el inciso 2.7.1 para un diafragma rígido, las fuerzas de diseño se determinarán con un análisis dinámico que tome en cuenta los grados de libertad requeridos para representar adecuadamente las deformaciones de los diafragmas en sus planos.

2.7.4 Respuesta sísmica de apéndices y elementos no estructurales

Cuando se considere relevante revisar la seguridad de apéndices o elementos no estructurales, se estimará la fuerza sísmica que actúa sobre ellos como el producto de su masa y la aceleración máxima del piso en el punto de apoyo del elemento considerado por un factor de amplificación dinámica, γ_a, que tome en cuenta la relación entre el periodo natural del elemento en cuestión y el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso en que se apoya. Este criterio es aplicable a contenidos como apéndices (parapetos, pretiles, anuncios, plafones) y elementos no estructurales (equipos, instalaciones, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos).

En forma aproximada, el factor de amplificación γ_a puede obtenerse con la ecuación 2.7.9, en la que r_T es el cociente del periodo natural del contenido entre el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso:

$$\gamma_a = \frac{1 + 4\beta_c r_T}{\left(1 + 0.5 r_T^{3.5}\right) Q_c} \tag{2.7.9}$$

donde β_c es un factor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

$$\beta_c = \left(0.05/\zeta_c\right)^{0.45} \tag{2.7.10}$$

ζ_c es la fracción de amortiguamiento crítico del contenido, y Q_c, un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil.

En caso de no poderse justificar otro valor ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T, puede tomarse $\gamma_a = 4.0$. El factor Q_c se obtendrá de la tabla 2.7.2.

Tabla 2.7.2 Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos

Componente	Q_c
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se deberá evaluar en al menos dos direcciones horizontales ortogonales, verificando las siguientes condiciones:

a) Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i \tag{2.7.11}$$

b) Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i \tag{2.7.12}$$

donde μ_s es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo, h_{cm}, la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y b_{me}, la menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

2.8 Cargas sísmicas durante la construcción

En caso de que durante la construcción la estructura o alguna parte de ella pueda quedar en condiciones más desfavorables que las que pueden presentarse después de su terminación, deberá preverse desde la etapa de diseño, que durante su proceso de construcción la estructura tenga la capacidad de resistir las solicitaciones sísmicas obtenidas con un espectro de diseño definido según lo indicado en la sección 3.1 multiplicadas por el factor K_s dado en el inciso 3.1.1. Los valores de Q y R usados para establecer este espectro deben corresponder a las etapas de construcción que se consideren críticas para el diseño. Para alcanzar la seguridad requerida podrá recurrirse a apuntalamientos o refuerzos temporales.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

3.1 Espectros de diseño para análisis dinámico modal y análisis estático

3.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es www.SASID.df.gob.mx. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q', y por sobre-resistencia, R, según las secciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso. Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Para la revisión del requisito de limitación de daños según la sección 1.8, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por Q'R y por el factor K_s, que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \dfrac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\[2ex] \dfrac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \le T_s < 1.0s \\[2ex] \dfrac{1}{4}; & \text{si } T_s \ge 1.0s \end{cases} \tag{3.1.1}$$

3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura según el Capítulo 8.

Las ordenadas del espectro elástico de seudo-aceleración como fracción de la gravedad, a, se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T, y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_0 + \left(\beta c - a_0\right)\dfrac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \le T < T_b \\ \beta c p \left(\dfrac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \ge T_b \end{cases} \tag{3.1.2}$$

donde:

$$p = k + \left(1 - k\right)\left(T_b / T\right)^2 \tag{3.1.3}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda}\right]\dfrac{T}{T_a}; & \text{si } T \le T_a \\ \left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda}; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda} - 1\right]\left(\dfrac{\tau T_b}{T}\right)^{\varepsilon}; & \text{si } T \ge \tau T_b \end{cases} \tag{3.1.4}$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; ζ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ, ε y τ se listan en la tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1 Valores de λ, ε y τ en función de T_s

Periodo del sitio (s)			λ	ε	T
	T_s	≤ 0.5	0.40	0.80	2.50
0.5 <	T_s	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	T_s	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	T_s	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	T_s	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	T_s	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	T_s	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

El coeficiente de aceleración del terreno a_0, el coeficiente c, el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s, se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

3.1.3 Espectros de sitio

Únicamente cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Los criterios detallados para realizar estos estudios y la definición y determinación de los espectros de peligro uniforme y de diseño se establecen en el Apéndice A.

Se considerará que existe una anomalía en las características del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en la sección A.2 difiera en más de 25 por ciento del determinado con el SASID para ese mismo sitio.

El estudio específico del sitio tomará en cuenta todas las variables que puedan influir significativamente en la relación entre las características de los espectros de peligro uniforme en Zona de Lomas y los correspondientes a las condiciones específicas del sitio; entre ellas, las características estratigráficas y topográficas del sitio, los mecanismos de propagación y modificación de ondas desde el basamento de terreno firme hasta la superficie, la interacción cinemática suelo-estructura y las propiedades de comportamiento cíclico de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas.

3.2 Efectos de la interacción suelo-estructura

Tanto para los casos en que el espectro se obtenga a partir del SASID, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, cinemática e inercial, de acuerdo con el Capítulo 8.

3.3 Factor de importancia

Las ordenadas espectrales que resultan de aplicar los procedimientos definidos en las secciones 3.1 y 3.2 se multiplicarán por 1.5 para edificaciones que pertenezcan al Subgrupo A1, y por 1.3 para las del Subgrupo A2, según la clasificación del Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que se reproduce en la sección 1.4. Los mismos factores deben aplicarse a las acciones de diseño cuando se emplea el método estático del Capítulo 7.

Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, los factores de importancia se considerarán como se específica en la sección 6.2.

3.4 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R que se calcula como se indica en la sección 3.5, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q', que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}}\dfrac{T}{T_a}; & \text{si } T \le T_a \\ 1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \le T_b \\ 1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \tag{3.4.1}$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, para los distintos tipos de estructuras.

Para el diseño de estructuras irregulares, el valor de Q' se corregirá como se indica en la sección 5.5.

3.5 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \tag{3.5.1}$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4;

1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

k_1, factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

k_2, factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5\left[1-\left(T/T_a\right)^{1/2}\right] > 0 \qquad (3.5.2)$$

Se usará R=1 para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. Podrán emplearse valores más altos de R cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es posible.

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

Para el factor de comportamiento sísmico, Q, y la distorsión límite, γ_{max}, se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2. y 4.2.3, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

4.1 Reglas generales

En todos los casos deberá observarse lo siguiente:

a) Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y la distorsión límite en la sección 4.2 de estas Normas son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

b) En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, se usará para el sistema combinado el valor mínimo de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis.

c) Los valores de Q y γ_{max} pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis.

d) Se usará Q = 1 y γ_{max} = 0.005 para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración y conforme al inciso 1.2.1, que esto es viable.

4.2 Valores de Q y γ_{max}

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto [(1)]

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
Sistema dual [(a)] formado por marcos y muros de concreto [(2)(3)]	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010

Sistema formado por muros de concreto [3][4]	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema dual [a] formado por marcos y muros acoplados [b] de concreto [2][3]	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema dual [a] formado por marcos de concreto y contravientos metálicos [2][3][5]	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados [6]	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II Con columnas de ductilidad alta para zona III	2.0	0.010
Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos [7]	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas [8]	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

(1) Los sistemas estructurales de concreto deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

(2) Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

(3) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{max} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva.

(4) En este caso, los muros se diseñan para resistir 100 por ciento de la fuerza cortante actuante.

(5) Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

(6) Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos 70 por ciento de la fuerza cortante actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería y los marcos no resistan al menos 70 por ciento del cortante sísmico, deben tomarse los valores de Q y γ_{max} indicados en la Tabla 4.2.3 para muros diafragma. En caso de que los muros diafragma sean de concreto, deberán conectarse a los marcos en conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

(7) En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

(8) En estos sistemas, los marcos o muros deben tomar la totalidad del cortante sísmico actuante. La porción de losa plana y las columnas que no formen parte de un marco pueden diseñarse solo para cargas gravitacionales siempre y cuando se detallen para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos o muros.

(a) Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

(b) Un muro acoplado es aquel cuyo comportamiento en flexión queda significativamente influido por otro muro al que se encuentra conectado por medio de vigas de acoplamiento.

Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas (1)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Baja	-----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
Sistema dual (a) formado por marcos de acero y contravientos de acero (2)(3)(4)	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
Sistema dual (a) formado por marcos de acero y muros (2)(4)	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
Marcos compuestos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual (a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero (2)(3)(4)	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos (5)	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

(1) Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

(2) Los marcos en estos sistemas duales deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos.

(3) Se debe garantizar en los sistemas duales con contravientos que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

(4) En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{max} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contravientos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva.

(5) En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores

(a) Se entiende por sistema dual aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos. Los diferentes componentes del sistema dual deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con el inciso 2.7.1.

Tabla 4.2.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería (1)

Estructuración	Q	γ_{max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal (2)	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal (2)	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados (5)	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

(1) Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. La presente Tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor a la unidad.

(2) Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

(3) Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

(4) Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

(5) Solo para revisión de estructuras existentes.

5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para los efectos de este capítulo, la dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia; su área en planta es la que se obtiene con las dimensiones en planta determinadas de acuerdo con esta definición. El desplazamiento lateral es aquel determinado con un análisis elástico.

5.1 Estructura regular

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

13) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

5.2 Estructura irregular

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1.

5.3 Estructura muy irregular

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

1) El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma.

2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.

3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1

5.4 Estructura de planta baja débil

Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil” y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso.

5.5 Corrección de Q' por irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Si se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso, como el establecido en la sección 6.2, pueden emplearse las historias de aceleraciones determinadas de acuerdo con dicha sección, sin necesidad de incorporar un factor correctivo por irregularidad.

5.6 Concentración de resistencia sísmica

Para el diseño de todo muro, columna, contraviento u otro tipo de elemento, que contribuya con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que le corresponderían al análisis estructural de acuerdo con estas Normas.

6. ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

6.1 Análisis dinámico modal

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei}, se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{\left(\{\varphi_i\}^T [W]\{J\}\right)^2}{\{\varphi_i\}^T [W]\{\varphi_i\}} \qquad (6.1.1)$$

donde $\{\varphi_i\}$ es un vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura; [W], la matriz de pesos de las masas de la estructura; y {J}, un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño especificados en la sección 3.1, reducidos en función de Q y R de acuerdo con lo que se establece en las secciones 3.4 y 3.5.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\Sigma S_i^2} \qquad (6.1.2)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC).

6.2 Análisis dinámico no lineal paso a paso

6.2.1 Movimientos del terreno

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 2 s, deben usarse no menos de doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño. Estas son las correspondientes a los espectros especificados en la sección 3.1 para un amortiguamiento de 5 por ciento del crítico, sin incluir los factores de reducción por comportamiento sísmico ni de sobre-resistencia. Además, las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, así como sus duraciones efectivas, deberán ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud y distancia entre fuente y sitio que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro elástico de seudo-aceleraciones para el periodo natural de la estructura para el modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante en la base. Para estructuras del Grupo A, las ordenadas de este espectro deberán multiplicarse por el factor de importancia de la sección 3.3.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Cada excitación símica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales, cuyas intensidades individuales presenten una correlación probabilística similar a la que se tiene en muestras de movimientos sísmicos reales. La intensidad de una excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

$$a_{es}(T) = \sqrt{a_{c1}(T)^2 + a_{c2}(T)^2} \qquad (6.2.1)$$

donde a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, y a_{c1} y a_{c2} las ordenadas espectrales, correspondientes a espectros elásticos de seudo-aceleración como fracción de la gravedad, obtenidas para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento de 5 por ciento del crítico. T es el periodo al que corresponden las 3 ordenadas espectrales bajo consideración en la ecuación 6.2.1.

Tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas, se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar de la estructura.

Conjuntos de acelerogramas con estas características pueden obtenerse directamente con el SASID.

6.2.2 Modelación de sistema estructural

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales. Para modelos de plasticidad concentrada, el comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión (estimadas con el análisis dinámico no lineal paso a paso), no excedan las distorsiones límite indicadas en las tablas 4.2.1 y 4.2.2., podrá establecerse con diagramas momento-curvatura determinados conforme a las normas técnicas del material de que se trate. Para los demás casos, el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica que muestren dichas pruebas. Las resistencias de los elementos estructurales se calcularán con los valores esperados de resistencia especificados en las normas técnicas del material que se trate. Las propiedades de la cimentación se establecerán con base en hipótesis sobre las rigideces y capacidades de carga que sean congruentes con los valores específicos de las propiedades del terreno en el sitio y con modelos racionales de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método racional. Cuando el amortiguamiento se modele como proporcional a la masa y la rigidez lateral del sistema estructural, el porcentaje de amortiguamiento crítico correspondiente a cada uno de los tres primeros modos de vibrar no debe exceder 2.5. Para ello debe tenerse en cuenta el posible alargamiento de los periodos fundamentales de vibrar debido a la respuesta no lineal del sistema estructural. Además, debe revisarse que

el amortiguamiento del menor de los terceros modos de vibrar no exceda 2.5 por ciento del crítico; y que el promedio de los porcentajes de amortiguamiento crítico ponderados por las masas, correspondientes a todos los modos de vibrar necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura, no exceda ese porcentaje.

Cuando los diafragmas de piso no sean rígidos en comparación con los elementos o sistemas verticales sismo-resistentes de acuerdo con el inciso 2.7.1, el modelo que se emplee en el análisis deberá considerar las flexibilidades de los diafragmas y los grados de libertad que sean necesarios para incluir sus deformaciones. Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden, cuando sean significativos.

La influencia de la interacción suelo-estructura se tomará en cuenta de acuerdo con el Capítulo 8 o de acuerdo con el Apéndice A. De manera opcional el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un nodo ubicado en el centroide de la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón o losa de cimentación. Se deberá considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación (dos traslaciones horizontales, una traslación vertical y dos rotaciones respecto a los ejes horizontales). Los valores para las constantes de rigidez deben ser determinados según el Capítulo 8. Se podrá utilizar como valor del amortiguamiento el del amortiguamiento equivalente calculado como se indica en el Capítulo 8.

Podrán emplearse otros modelos para evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se demuestre su pertinencia a satisfacción de la Administración.

6.2.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas

Las estructuras se analizarán para los efectos de las excitaciones sísmicas especificadas en el inciso 6.2.1, considerando la carga muerta y los valores instantáneos de la carga viva especificados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones sin factor de carga.

6.2.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación

Para cada excitación sísmica considerada, se obtendrán valores individuales de respuestas, incluyendo valores máximos de las siguientes variables:

a) Deformaciones inelásticas concentradas tales como las rotaciones de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales

b) Distorsiones laterales de entrepiso

La capacidad de deformación de los miembros estructurales individuales se evaluará con base en datos de pruebas de laboratorio para elementos similares. Se tomarán como capacidades aceptables de deformación las correspondientes a 2/3 de las que conducen a falla por efectos de esbeltez o a un deterioro de 30 por ciento de la resistencia inicial del miembro ante carga monotónica. En ningún entrepiso, el valor medio de las distorsiones que resulten del análisis podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3.

Para la revisión de seguridad contra colapso, será necesario revisar que la resistencia de los miembros estructurales en comportamientos que no desarrollan deformaciones inelásticas sea la adecuada. Ejemplo de esto sería la revisión de la resistencia en corte de vigas que en el modelo de análisis consideren comportamiento inelástico en flexión. La revisión debe considerar como acciones de diseño las fuerzas máximas y mínimas estimadas durante el análisis para los comportamientos elásticos que sean relevantes para una respuesta no lineal estable del miembro estructural, y las capacidades resistentes correspondientes se establecen conforme a lo indicado en las normas técnicas del material de que se trate con los valores esperados de resistencia.

Para la revisión del requisito de limitación de daños será suficiente hacer un análisis dinámico modal conforme a lo descrito en la sección 6.1, y de acuerdo con lo indicado en la sección 1.8 y el Capítulo 3.

6.3 Revisión por cortante basal

Cuando se haga un análisis modal espectral, V_o/W_o no se tomará menor que el valor de a_{min} establecido de acuerdo con la sección 1.7. V_o es la fuerza cortante en la base de la construcción y W_o el peso de la estructura al nivel del desplante.

7. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para la aplicación de los requisitos contenidos en el presente capítulo, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se toman en cuenta conforme a las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, deben atenderse las secciones 2.6 y 2.7.

7.1 Requisitos para la aplicación de este método de análisis

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares, según se define en el Capítulo 5, de altura no mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean muy irregulares de acuerdo con el Capítulo 5. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica establecidas en el inciso 2.7.1.

7.2 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en diferentes entrepisos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de los pisos. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/(Q'R) pero no menor que a_0, donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a T = 0 y c el coeficiente que se consignan en el inciso 3.1.2. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel, F_i, resulta:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} \tag{7.2.1}$$

donde W_i es el peso de la i-ésima masa; h_i, la altura de la i-ésima masa sobre el desplante; y Q', el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en la sección 3.4. Para estimar las fuerzas laterales con la ecuación 7.2.1, el valor de Q' debe evaluarse con la ecuación 3.4.1 para el caso en que T este comprendido en el intervalo que va de T_a a T_b. El coeficiente c se obtendrá del SASID.

Las sumas deben llevarse a cabo sobre todos los niveles del sistema estructural.

7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del período fundamental

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección 7.2, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura, T, de acuerdo con lo siguiente:

a) T se tomará igual a:

$$2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g\sum F_i X_i}} \tag{7.3.1}$$

donde X_i es el desplazamiento del i-ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

Las sumatorias se llevan a cabo sobre todos los niveles.

b) Si T es menor o igual a T_b, se procederá como en la sección 7.2, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/(Q'R), calculándose a, Q' y R como se especifica en el Capítulo 3.

c) Si T es mayor que T_b, cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i\left(k_3 h_i + k_4 h_i^2\right)\frac{a}{Q'R} \tag{7.3.2}$$

donde:

$$k_3 = p\frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i} \tag{7.3.3}$$

$$k_4 = 1.5(1-p)\frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i^2} \tag{7.3.4}$$

y p se calcula con la ecuación 3.1.3.

a no se tomará menor que a_0.

8. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para estructuras desplantadas en las Zonas II o III, los espectros de diseño para campo libre especificados en el Capítulo 3 pueden no representar correctamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas.

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones siguientes:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \tag{8.1}$$

$$\frac{D}{r} < 0.5 \tag{8.2}$$

r = $\sqrt{A/\pi}$
A área de la cimentación
D profundidad de desplante
τ_v tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante, $= D/V_s$
V_s $= 4H_s/T_s$
H_s profundidad de la segunda capa dura; se tomará del SASID mencionado en el Capítulo 3

Si no se cumplen las ecuaciones 8.1 y 8.2, podrán reducirse los espectros de diseño de campo libre como se indica en la sección 8.1.

Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición:

$$\frac{T_e}{T_s}\frac{H_s}{H_e} > 2.5 \tag{8.3}$$

T_e periodo fundamental de la estructura con base rígida
H_e altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.
T_s periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

8.1 Interacción cinemática

Para modificar espectros de diseño en superficie por efecto del enterramiento de la cimentación, se podrán determinar espectros de sótano siguiendo los pasos generales que se señalan en la sección A.1.

8.2 Interacción inercial

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

8.2.1 Cortante basal modificado

Estas cláusulas pueden usarse con los métodos de análisis estático o dinámico modal. Cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - \left(a' - \tilde{a}'\right)W_e \tag{8.2.1}$$

W_o peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas
W_e peso efectivo de la estructura, igual a $0.7W_o$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_o

Las ordenadas espectrales de diseño a' y ã', sin y con efectos de interacción, respectivamente, se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \tag{8.2.2}$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \tag{8.2.3}$$

a ordenada espectral elástica para el periodo T_e y el amortiguamiento ζ_e (5 por ciento) de la estructura con base rígida
ã ordenada espectral elástica para el periodo $\tilde{T}_e$ y amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ de la estructura con base flexible
Q' y Q̃' factores de reducción por comportamiento sísmico sin y con efectos de interacción, respectivamente
$\tilde{T}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$, se calcularán como se indica en el inciso 8.2.3

El factor de sobre-resistencia R es independiente de la interacción suelo-estructura. El factor de reducción por comportamiento sísmico, Q̃', se calculará como:

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + \left(\tilde{Q} - 1\right)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}}{k}}\dfrac{\tilde{T}_e}{T_a}; & \text{si } \tilde{T}_e \le T_a \\ 1 + \left(\tilde{Q} - 1\right)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \le T_b \\ 1 + \left(\tilde{Q} - 1\right)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}\tilde{p}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \tag{8.2.4}$$

donde:

$\tilde{p} = p\left(\tilde{T}_e\right)$

$\tilde{\beta} = \beta\left(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e\right)$

$\tilde{Q} = 1 + \left(Q - 1\right)T_e^2 / \tilde{T}_e^2$

Para la evaluación de p̃ y β̃ se usan las ecuaciones 3.1.3 y 3.1.4, respectivamente.
Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor $\tilde{V}_o/V_o$ a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo $V_o = a'W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda, en caso contrario.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, $\tilde{V}_{o1}$, se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{o1} = \tilde{a}' W_e \tag{8.2.5}$$

donde ã' se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo, y el peso modal efectivo con la ecuación 6.1.1.

La contribución de los modos superiores y la combinación de las respuestas modales, se consideran como en el caso de estructuras con base fija (los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a los que tienen para la estructura con base fija). Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_{o1} / V_{o1}$ a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $V_{o1} = a'W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda en caso contrario.

8.2.2 Desplazamiento lateral modificado

Los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o}\left[X_i + \frac{V_o}{K_h} + (h_i + D)\frac{M_o}{K_r}\right] \tag{8.2.6a}$$

M_o momento de volteo en la base de la cimentación

X_i desplazamiento del i-ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado en la dirección de análisis con fuerzas símicas sin modificar por interacción suelo-estructura

K_h y K_r rigidez de traslación y de rotación de la cimentación, respectivamente. Se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}}\left[X_{i1} + \frac{V_{o1}}{K_h} + (h_i + D)\frac{M_{o1}}{K_r}\right] \tag{8.2.6b}$$

V_{o1} y M_{o1} fuerza cortante y momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura

X_{i1} desplazamiento del i-ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección de análisis con fuerzas símicas sin modificar por interacción suelo-estructura

La contribución de los modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija. Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

8.2.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \tag{8.2.7}$$

T_h periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \tag{8.2.8}$$

T_r periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e\left(H_e + D\right)^2}{K_r}} \tag{8.2.9}$$

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e\left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h{}^2}\left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r{}^2}\left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \tag{8.2.10}$$

ζ_e coeficiente de amortiguamiento para la estructura con base rígida
ζ_h coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \tag{8.2.11}$$

ζ_r coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \tag{8.2.12}$$

C_h y C_r fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente

Las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_r, y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, C_h y C_r, se obtendrán de la tabla 8.2.1 para la frecuencia efectiva del sistema, $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$, considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación. Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \tag{8.2.13}$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \tag{8.2.14}$$

A área de la superficie neta de la cimentación
I momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del suelo, se pueden emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos $\tilde{T}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$ del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_r así como de C_h y C_r, cambian con la frecuencia. Las iteraciones necesarias para resolver las ecuaciones 8.2.7 y 8.2.10 generalmente no son más de tres.

Los valores de estos resortes y amortiguadores del suelo se obtienen como se indica en la tabla 8.2.1 para cimentaciones someras o con pilotes.

Tabla 8.2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o\left(k_m - 2\zeta_s\eta_m c_m\right)$ y $C_m = K_m^o\left(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m\right)/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés $= \dfrac{2\pi}{\tilde{T}_e}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m/\beta_s \\ \eta_s = \pi R_h/2H_s \\ \eta_p = \left[2(1-\nu_s)/(1-2\nu_s)\right]^{1/2}\left(\pi R_r/2H_s\right) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \dfrac{8G_sR_h}{2-\nu_s}\left(1+\dfrac{R_h}{2H_s}\right)\left(1+\dfrac{2D}{3R_h}\right)$ $\times\left(1+\dfrac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \dfrac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \le 1$ $c_h = 0.576$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \dfrac{4G_sR_v}{1-\nu_s}\left(1+1.28\dfrac{R_v}{H_s}\right)\left(1+\dfrac{D}{2R_v}\right)$ $\times\left[1+\left(0.85-0.28\dfrac{D}{R_v}\right)\dfrac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85\dfrac{1+1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1+0.5D/R_v}$; si $\eta_v \ge \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \dfrac{8G_sR_r^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\dfrac{R_r}{6H_s}\right)\left(1+\dfrac{2D}{R_r}\right)$ $\times\left(1+0.71\dfrac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1-0.2\eta_r$; si $\eta_r \le 2.5$ $k_r = 0.5$; si $\eta_r > 2.5,\ \nu_s \le 1/3$ $k_r = 1-0.2\eta_r$; si $\eta_r > 2.5,\ \nu_s \ge 0.45$ Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \dfrac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \le 1$ $c_r = \dfrac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$

Tabla 8.2.1 (continuación) Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés $= \dfrac{2\pi}{\tilde{T}_e}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d/\beta_s \\ \eta_s = \pi d/2H_s \\ \eta_p = 3.4\eta_s/\left[\pi\left(1-\nu_s\right)\right] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s\left(\dfrac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_s;$ si $\eta \le \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175\left(E_p/E_s\right)^{0.17}\eta;$ si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s\left(\dfrac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1;$ si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta};$ si $L/d \ge 50$ Interpolar linealmente para $15 \le L/d < 50$	$c_v = \zeta_s;$ si $\eta \le \eta_p$ $c_v = \dfrac{0.413}{1+\nu_s}\left(\dfrac{L}{d}\right)^{0.33}\left(1 - e^{-\left(E_p/E_s\right)\left(L/d\right)^{-2}}\right)\eta^{0.8};$ si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \le 1.5\eta_p$

9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

Las presentes Normas sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de esta Norma y reciban la aprobación de la Administración.

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Capítulo 4, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor F_a establecido en la sección 2.5. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α usado para estimar los parámetros de la tabla 2.5.1 será igual a:

$$\alpha = \theta_a \tag{10.1}$$

donde θ_a es el ángulo de desplomo (desplomo de la construcción dividido entre su altura). En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ecuación 10.2 cuando el desplomo se dé en el sentido débil de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^d en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ecuación 10.3 cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^f en ausencia de desplomo).

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \tag{10.2}$$

$$\alpha = \left|\alpha_{sd} - \theta_a\right| \tag{10.3}$$

donde α_{sd} se estima con la ecuación 2.5.3, el símbolo || indica valor absoluto, y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en la sección 6.2, se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos**,** siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse según la sección 2.7 que los sistemas de piso tengan la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción de la Administración, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada. Lo anterior requerirá del planteamiento de criterios basados en el análisis dinámico no lineal paso a paso de la respuesta sísmica, que establezcan con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para el sismo de diseño. Estos análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en la sección 6.2.

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Cuando en el sistema estructural se utilicen dispositivos de control de la respuesta dinámica de la estructura, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los hasta aquí especificados si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del

factor de comportamiento sísmico que se propongan. En el Apéndice B se presentan criterios para el diseño de los elementos disipadores y los miembros estructurales en edificios, así como las pruebas de laboratorio para determinar las funciones características de comportamiento cíclico de los disipadores y los criterios para su control de calidad.

APÉNDICE A Determinación del espectro de diseño para un sitio específico

En el presente apéndice se estipulan los métodos y procedimientos generales para:

a) Determinar espectros específicos de sitio a partir de las propiedades del suelo, haciendo intervenir los efectos de la interacción cinemática suelo-estructura.

b) Determinar el periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s.

A.1 Determinación de espectros específicos de sitio, incluyendo interacción cinemática suelo-estructura

El estudio para determinar los espectros de sitio seguirá los pasos generales siguientes:

a) Construir un modelo estratigráfico del subsuelo que contenga los espesores de los estratos y la profundidad del basamento, junto con los valores correspondientes de las velocidades de ondas de cortante, pesos específicos y amortiguamientos. Se entiende como basamento a la capa en la que puede considerarse ocurre el movimiento sísmico de diseño para la Zona de Lomas, caracterizado por los espectros de peligro uniforme que se presentan en la figura A.1.1.

b) Calcular la función de transferencia de campo libre, como el cociente del espectro de Fourier del movimiento en la superficie, entre el espectro de Fourier del movimiento de entrada, suponiendo propagación vertical de ondas de cortante. Para este cálculo se tendrán en cuenta las incertidumbres en los parámetros del modelo estratigráfico del subsuelo, las incertidumbres inherentes a la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante y el efecto de la no linealidad de los materiales. Deberán usarse en este cálculo métodos de aceptación generalizada en la práctica profesional.

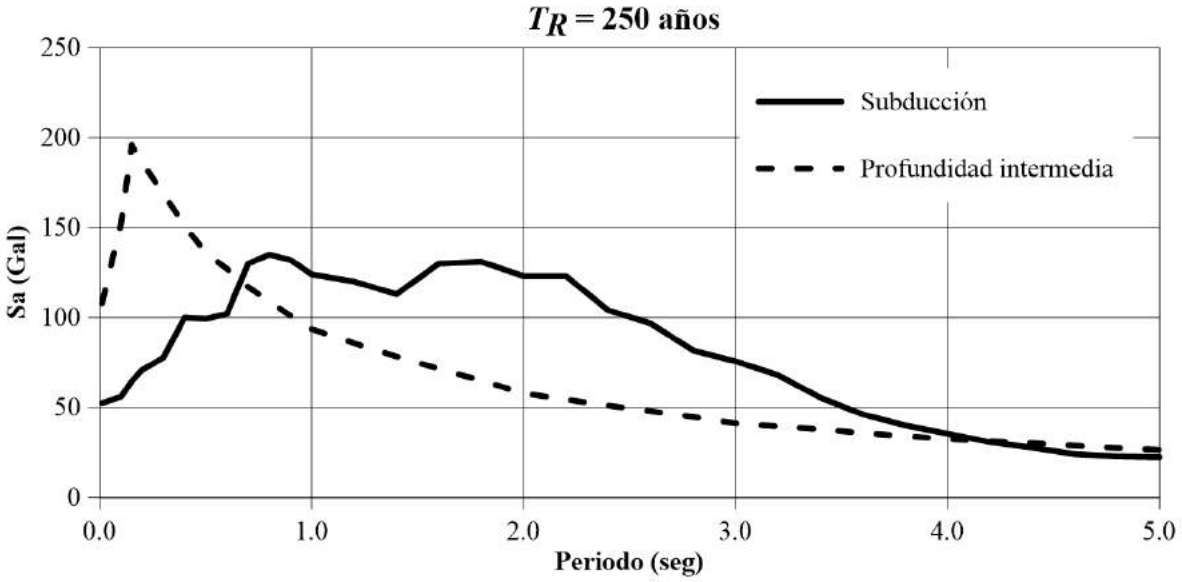


Figura A.1.1 Espectros de peligro uniforme del movimiento de diseño para la Zona de Lomas, para los dos grupos de temblores considerados

c) Convertir los espectros de peligro uniforme de la figura A.1.1, que corresponden a dos grupos diferentes de eventos sísmicos, en espectros de potencia o de amplitudes de Fourier. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B, que se tomará igual a:

$$D_B = \begin{cases} 80 \text{ s} & \text{eventos de subducción} \\ 40 \text{ s} & \text{profundidad intermedia} \end{cases} \qquad \text{(A.1.1)}$$

Estas duraciones están asociadas a los eventos de subducción y profundidad intermedia que más contribuyen al peligro sísmico para un periodo de retorno de 250 años. En el caso de eventos de subducción, se trata de un evento con magnitud 7.8 a 265 km de distancia focal; para los eventos de profundidad intermedia, el sismo dominante tiene magnitud 7.5 y distancia focal de 110 km.

d) Obtener el espectro de potencia en la superficie, multiplicando la amplitud de la función de transferencia de campo libre al cuadrado por el espectro de potencia en el basamento. Si no se requiere incluir el efecto de interacción cinemática suelo-estructura, deberá continuarse con el paso (e); en caso contrario, se sigue con el paso (f).

e) Si no se requiere incluir interacción suelo-estructura, se determinarán dos espectros de respuesta de sitio, uno para cada grupo de eventos, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, usando como excitación de la base el espectro de potencia en la superficie y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias. La duración del movimiento en la superficie, D_s, se calculará con la siguiente expresión:

$$D_S = D_B + 20\left(T_S - 0.5\right) \qquad \text{(A.1.2)}$$

donde T_s se especifica en segundos y D_s se obtiene en segundos.

Se considerará que los espectros de respuesta obtenidos son los espectros de peligro uniforme en el sitio en cuestión, uno por grupo de eventos, todavía sin incluir efectos de interacción cinemática suelo-estructura. El correspondiente espectro de diseño se obtendrá como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta calculados en los pasos e) o f), ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en el inciso 3.1.2. En ningún caso se permitirá que el coeficiente c al que se refiere el propio inciso 3.1.2 sea menor al que puede obtenerse de la figura A.1.2, como función del periodo T_s calculado para el sitio como se especifica en la sección A.2.

f) Si se requiere incluir la interacción cinemática suelo-estructura, se deberá calcular la función de transferencia cinemática como el cociente del movimiento en la base de la cimentación entre el movimiento en la superficie del terreno:

$$H_c(\omega_e) = \begin{cases} cos\left(\dfrac{\pi}{2}\dfrac{\omega_e}{\omega_c}\right) & \text{si } \omega_e \le 0.7\omega_c \\ 0.453 & \text{si } \omega_e > 0.7\omega_c \end{cases} \qquad \text{(A.1.3)}$$

ω_e frecuencia de excitación

ω_c frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante D

$$\omega_c = \pi V_s / 2D$$

V_s velocidad efectiva de ondas de cortante

El espectro de potencia del paso d) se multiplicará por esta función de transferencia al cuadrado, con lo que se obtendrá el espectro de potencia en la cimentación. Los espectros de respuesta correspondientes, uno por grupo de eventos, se determinará, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, a partir de los espectros de potencia de la cimentación y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias; en este cálculo se utilizarán las duraciones del movimiento indicadas en la ecuación A.1.2. El espectro de diseño correspondiente se obtendrá como una envolvente suavizada del espectro de respuesta, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en el inciso 3.1.2.

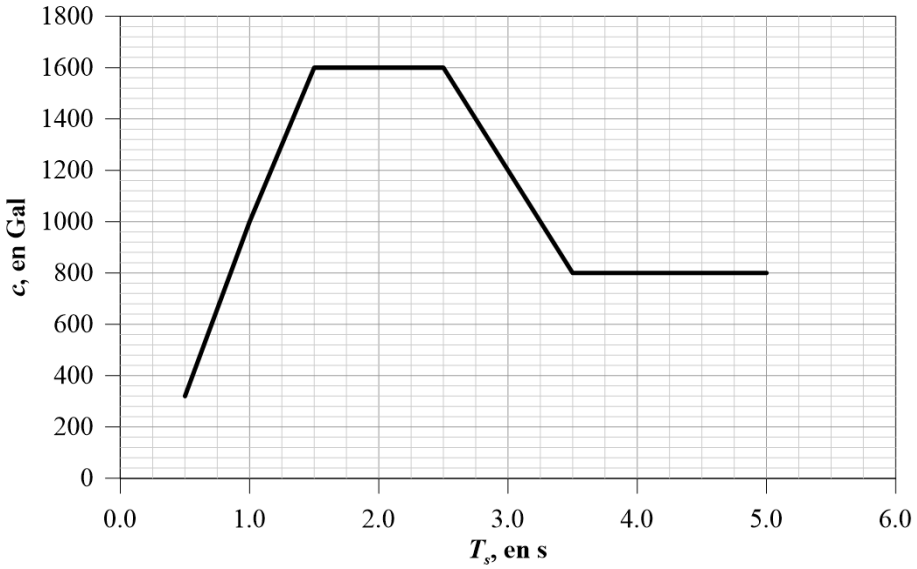


Figura A.1.2 Valor mínimo del coeficiente c, como función del periodo predominante del sitio, T_s

A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s

El valor de T_s podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, para lo cual puede recurrirse a las siguientes fórmulas:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}}\sqrt{\left(\sum_{i=1}^{N}\frac{d_i}{G_i}\right)\left(\sum_{i=1}^{N}\gamma_i d_i\left(x_i^{\,2} + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^{\,2}\right)\right)} \qquad \text{(A.2.1)}$$

donde $x_0 = 0$ (en la base) y x_i (i = 1, 2, ..., N) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^{i} d_j / G_j}{\sum_{j=1}^{N} d_j / G_j} \qquad \text{(A.2.2)}$$

d_i, G_i y γ_i espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i-ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente
N número de estratos

Para la aplicación de este criterio es necesario que la exploración del subsuelo, ecuación A.2.3, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés; de lo contrario, se estaría excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^{N} d_i \qquad \text{(A.2.3)}$$

Además, T_s puede obtenerse de mediciones de ruido ambiental o movimientos fuertes del terreno, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Cuando T_s se determine con más de un método, los valores obtenidos deberán ser coherentes entre ellos.

APÉNDICE B. EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

B.1 Criterios generales de diseño

B.1.1 Alcance y definiciones básicas

El objetivo de añadir disipadores de energía sísmica a las estructuras es reducir su respuesta ante la acción de movimientos sísmicos. Los disipadores de energía que se tratan en este apéndice son de tipo pasivo, y se clasifican como sigue:

a) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre sus extremos. A este tipo de dispositivos se les llama aquí disipadores histeréticos. Incluyen tanto disipadores de fricción como los constituidos por materiales que desarrollan deformación plástica.

b) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente de la velocidad (aunque pueden depender, en menor medida, del desplazamiento relativo entre sus extremos; por ejemplo, los disipadores viscoelásticos).

B.1.2 Requisitos generales para el diseño del sistema estructura-disipador

El sistema estructura-disipador consiste en un sistema primario que es capaz de resistir tanto fuerzas laterales como gravitacionales, y de un sistema secundario, conformado por los disipadores y sus conexiones al sistema primario y que, en general, no se diseña para resistir fuerzas gravitacionales.

El sistema estructura-disipador se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su configuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique, grupo al que pertenece según su importancia, y demás requisitos que se mencionan en el Capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de cargas, de torsión, de segundo orden, bidireccionales y cargas sísmicas durante la construcción, como se especifica en el Capítulo 2.

El sistema secundario está constituido por el conjunto de los disipadores y los elementos estructurales que se necesitan para transferir las fuerzas de los disipadores al sistema primario. Dichos elementos deben permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas al estado límite de seguridad contra colapso. Para ello, el sistema transmisor de las fuerzas deberá ser capaz de tomar 1.2 veces las fuerzas máximas que puedan desarrollar los disipadores de energía. En caso de que este sistema desarrolle comportamiento inelástico se deberá demostrar que dicho comportamiento no altera el buen funcionamiento del disipador y del conjunto estructura-disipador. Los disipadores de energía son dispositivos que introducen amortiguamiento adicional al sistema estructural básico, y deben diseñarse de manera que sean capaces de soportar su respuesta dinámica máxima.

B.2 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-disipador

B.2.1 Diseño del sistema secundario

La fuerza que se utilice para el diseño de cada uno de los elementos del sistema secundario debe ser la mayor de las que se obtengan de las condiciones de carga siguientes:

a) asociada al máximo desplazamiento relativo que presenta el disipador de energía, y

b) asociada a la máxima velocidad relativa que presenta el disipador de energía

La condición de carga indicada en a) se aplicará tanto a sistemas que contengan elementos cuya disipación de energía depende del desplazamiento relativo entre sus extremos, como a los que alberguen elementos en los que la disipación de energía sea función de la velocidad relativa entre sus extremos. La condición de carga indicada en b) se aplicará solamente a los que contengan elementos cuya disipación de energía dependa de la velocidad relativa entre sus extremos.

Para diseñar, construir e instalar los elementos que integran el sistema secundario deberán considerarse los valores máximos de las fuerzas, desplazamientos y velocidades que resulten de los análisis ante la condición de seguridad contra colapso. Estos tomarán en cuenta los efectos por torsión en la estructura.
Para el diseño de los elementos mencionados en el párrafo anterior se debe considerar la posible adhesión entre sus partes debida a corrosión, biodegradación, humedad, o algún otro agente que propicie dicha adhesión durante la vida útil del disipador de energía. Se deberá prestar atención especial a esta posible adhesión para el diseño de los dispositivos de fricción. También se deben atender los posibles cambios de las propiedades mecánicas de los dispositivos por efecto de edad, fatiga o sustancias que pudieran alterar su funcionamiento.

Se debe prestar atención a que los elementos disipadores de energía no se sometan a esfuerzos para los que no fueron diseñados; por ejemplo, a esfuerzos axiales que pudieran cambiar su comportamiento ante cargas cíclicas.

B.2.2 Diseño del sistema estructura-disipador

La distribución en altura de los disipadores en la estructura debe ser tal que no se produzcan concentraciones excesivas de distorsiones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepisos. Su distribución en planta deberá hacerse de manera que la estructura no sufra movimientos de torsión. Además, no debe introducir en el sistema estructura-disipador esfuerzos ignorados en el proceso de diseño.

El desplazamiento de fluencia de los disipadores de energía de tipo histerético que se basen en la deformación plástica del material que los constituye deberá ser suficientemente pequeño, en comparación con el de fluencia del entrepiso del sistema primario, para que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos del sistema primario.

B.3 Inspección de las estructuras

Se debe verificar constantemente la seguridad de las estructuras con disipadores de energía. Será obligatorio inspeccionar las estructuras del Grupo A después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de tres años. Las estructuras pertenecientes al Grupo B se deberán inspeccionar después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones exceda de cinco años.

B.4 Pruebas de los disipadores de energía en laboratorio

Todos los disipadores de energía sísmica deberán ser probados en un laboratorio antes de instalarse en la estructura, de acuerdo con los incisos B.4.1 y B.4.2.

B.4.1 Supervisión de las pruebas

Las pruebas que se realicen a los disipadores de energía deberán ser supervisadas por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema. Dicho equipo deberá tener conocimiento sobre el comportamiento cíclico de los disipadores de energía y experiencia en la realización de pruebas cíclicas hechas a dichos disipadores.

Los resultados de pruebas de laboratorio de dispositivos con características similares a los que se pretende utilizar (mismo tipo de material, fabricación y control de calidad) podrán utilizarse para el diseño, y no será necesario realizar nuevas pruebas de laboratorio, siempre que así lo decida el equipo de profesionales que haya revisado que la documentación esté completa.

B.4.2 Control de calidad

Los prototipos que se analicen en el laboratorio deberán contar con un buen control de calidad. El equipo de profesionales encargado de la supervisión de los ensayes experimentales deberá inspeccionar el dispositivo antes de probarlo, y determinar si exhibe suficiente calidad para realizar las pruebas.

Deberá existir un buen control de calidad en la fabricación de los dispositivos disipadores que se usen en la obra. Los prototipos que se usen en el laboratorio deberán contar con un control de calidad y fabricación iguales a los que se usen en la obra.

B.4.3 Requisitos generales sobre las pruebas

Se realizará una serie de pruebas empleando por lo menos dos dispositivos de tamaño natural para cada tipo de disipador, así como para el mismo tipo de disipador con las diferentes dimensiones que se usen en la obra. Las pruebas corresponderán tanto al requisito de limitación de daños (considerando posibles efectos tanto de sismo como de viento) como al estado límite de seguridad contra colapso.

En el caso de que los disipadores que se instalen en la obra sean excesivamente grandes (que no puedan probarse en un laboratorio con equipo de pruebas adecuado), se podrán probar dispositivos de menor tamaño que los que se usarán en la obra, siempre y cuando se compruebe ante el equipo de profesionales que supervisará las pruebas, que dichos prototipos y las frecuencias de las excitaciones a las que se sometan sean representativos de los disipadores de tamaño natural y de las acciones que actuarán sobre estos.

Se obtendrán relaciones fuerza-desplazamiento (dispositivos histeréticos) o fuerza-velocidad-desplazamiento (dispositivos viscosos y viscoelásticos) ante carga cíclica para diferentes amplitudes de desplazamiento y velocidad de aplicación de la carga. Estas relaciones representarán los disipadores en el modelo estructural. Para cada prueba se deberán registrar las relaciones fuerza-desplazamiento o fuerza-velocidad-desplazamiento, según sea el tipo de disipador.

Las pruebas se realizarán simulando los efectos de las cargas de gravedad, así como las condiciones ambientales que se esperan en el sitio de interés. Para los disipadores cuyo comportamiento cíclico dependa de la temperatura, se deberán realizar las pruebas usando tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima).

Se obtendrán mediante ensayes, para cada serie de pruebas, algunos puntos representativos de curvas de fatiga que representen el número de ciclos completos que puede resistir el disipador sin fallar contra la amplitud del desplazamiento a la que se somete el disipador ante cargas cíclicas aplicadas con frecuencias de vibrar similares a las que se esperan en el sistema estructura-disipador.

Las condiciones de apoyo y de funcionamiento de los prototipos probados en el laboratorio deben ser similares a las de los disipadores instalados en la obra.

B.4.4 Número de ciclos que deben soportar los disipadores de energía

B.4.4.1 Ciclos requeridos. Requisito de limitación de daños

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, un número de ciclos completos con amplitud igual a la que se espera sufran los disipadores de energía colocados en la estructura ubicada en el sitio de interés debido a la tormenta que se considere para diseño por viento, pero no menos de 2000 ciclos completos continuos correspondientes de carga de viento con la amplitud que se espera en la tormenta de diseño. El periodo de excitación deberá ser similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador.

La prueba anterior podrá omitirse cuando el sistema estructura-disipador se localice en un sitio en donde la acción de viento sea despreciable y/o que no se provoquen en la estructura desplazamientos cíclicos significativos.

B.4.4.2 Ciclos requeridos. Estado límite de seguridad contra colapso

Los especímenes deberán soportar, sin fallar, el número de ciclos con las amplitudes máximas que se esperan en los disipadores de energía cuando el sistema estructura-disipador se somete al temblor de diseño para el estado límite de prevención de colapso. Los especímenes deberán soportar al menos los siguientes números de ciclos:

1) 15 ciclos completos en los casos en que el sistema estructura-disipador presente las condiciones siguientes:

a) se localiza sobre suelo blando ($T_s \geq 1s$) en donde se registren movimientos intensos de banda estrecha; y b) tiene un periodo fundamental de vibrar cercano al periodo dominante del espectro.

2) 5 ciclos completos cuando no se presenten las condiciones descritas en el párrafo anterior.

Para realizar las pruebas se deberá excitar al espécimen con un periodo de vibrar similar al periodo de vibrar dominante asociado a la respuesta del sistema estructura-disipador. Cuando se trate de disipadores cuyo comportamiento carga-deformación dependa de la temperatura, se deberán realizar pruebas correspondientes a tres diferentes temperaturas (mínima, media y máxima) que se esperen en el sitio.

B.4.5 Criterios de aceptación

B.4.5.1 Disipadores de energía de tipo histerético

Los disipadores de tipo histerético deben cumplir lo siguiente:

a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza-deformación antes de que se produzca la falla.

b) La rigidez efectiva ($k_{efectiva}$) de un disipador histerético para cualquier ciclo no debe diferir en más de 15 por ciento de la rigidez efectiva promedio. La rigidez efectiva se define con la expresión:

$$k_{efectiva} = \frac{\left|F_{EDE}^{+}\right| + \left|F_{EDE}^{-}\right|}{\left|D_{EDE}^{+}\right| + \left|D_{EDE}^{-}\right|} \qquad \text{(B.4.1)}$$

en donde F_{EDE}^{+} y F_{EDE}^{-} son las fuerzas positiva y negativa que corresponden a los valores de los desplazamientos máximos positivo y negativo, D_{EDE}^{+} y D_{EDE}^{-}, respectivamente, que desarrolla el disipador durante la excitación sísmica correspondiente al estado límite de prevención de colapso. El símbolo $\left| \; \right|$ indica valor absoluto.

c) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, así como para deformación máxima, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.

d) Los promedios de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como de la rigidez efectiva, asociados al estado límite para prevención de colapso, para cada prueba, no diferirán en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño de los elementos disipadores.

e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva en el sistema que constituye al disipador.

En caso de que no se cumpla con alguno de los requerimientos anteriores se deberá repetir la prueba o cambiar las características del disipador.

B.4.5.2 Disipadores de tipo viscoso o viscoelástico

a) Los resultados de las pruebas deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza – desplazamiento, correspondientes a la frecuencia seleccionada para la aplicación de la carga.

b) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba.

c) El área encerrada dentro de las curvas fuerza-desplazamiento de cualquier ciclo no diferirá en más de 15 por ciento del área promedio calculada a partir de todos los ciclos para la temperatura y frecuencia de excitación de esa prueba.

d) El promedio de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo, así como la rigidez efectiva (para el caso de disipadores viscoelásticos) no diferirá en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño.

e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva, ni aparecerán señales de fluencia en el sistema que constituye al disipador.

B.4.6 Pruebas en dos direcciones ortogonales

Los disipadores se deben probar en el laboratorio de forma tal que estén cargados en la misma dirección en la que trabajarán en la estructura.

Si se prevé que los disipadores estarán sometidos a respuestas significativas simultáneas en dos direcciones ortogonales, se deberán realizar pruebas que simulen este efecto.

B.4.7 Colocación e inspección

Se deberán establecer planes regulares para la colocación, así como para pruebas e inspección de los dispositivos disipadores.

Se deberá dar seguimiento sobre el control de calidad de los disipadores que se hayan instalado en la obra.

Los disipadores deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo (aun cuando la probabilidad de reemplazo sea baja).

Se deberá hacer un análisis para estimar los intervalos de tiempo en los que se deben sustituir los disipadores de energía.

Se recomienda monitorear el comportamiento dinámico del sistema estructura-disipador mediante instrumentación sísmica.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades

2. CRITERIOS GENERALES
2.1 Consideraciones generales
2.2 Clasificación de las estructuras
2.2.1 De acuerdo a su importancia
2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento
2.2.3 Efectos a considerar
2.3 Estudios en túnel de viento
2.4 Precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales

3. MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO
3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D
3.1.1 Determinación de la velocidad regional, V_R
3.1.2 Factor de variación con la altura, F_α
3.1.3 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}
3.2 Determinación de la presión de diseño, p_z
3.3 Coeficientes de presión
3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas
3.3.2 Caso II. Paredes aisladas y anuncios
3.3.3 Caso III. Estructuras reticulares
3.3.4 Caso IV. Chimeneas, silos y similares
3.3.5 Caso V. Antenas y torres con celosía
3.3.5.1 Antenas y torres sin accesorios
3.3.5.2 Antenas y torres con accesorios
3.3.5.3 Torres totalmente recubiertas
3.3.5.4 Antenas o torres con arriostramientos
3.4 Presiones interiores
3.5 Área expuesta
3.6 Coeficientes de presión para el método simplificado

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO
5.1 Velocidad media del viento para efectos dinámicos
5.1.1 Factor de variación con la altura
5.1.2 Factor correctivo por topografía y rugosidad
5.2 Estructuras de forma prismática
5.3 Estructuras de forma cilíndrica
5.4 Estructuras de celosía para torres autosoportadas
5.5 Relación de amortiguamiento estructural
5.6 Limitación de efectos dinámicos

6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS
6.1 Vibraciones generadas
6.2 Vibraciones locales
6.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

7. DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO

NOTACIÓN

A	área tributaria, m²
A_r	área expuesta del accesorio colocado en una torre, m²
A_Z	área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra un accesorio, m²
a	altura de la zona de flujo laminar, m; también, flecha de una cubierta en arco (fig. 3.3), m
B	factor de respuesta por turbulencia de fondo
b	ancho mínimo del área expuesta, m
C_1, C_2	constantes adimensionales para definir la fuerza F_L
C_D	coeficiente de arrastre en chimeneas y torres
C_{DE}	coeficiente de arrastre efectivo
C_{RG} y C_G	constantes correctivas de la forma modal
C_T	factor de empuje transversal
C_p	coeficiente local de presión
D	ancho de la estructura en la dirección normal al viento
d	dimensión de la estructura paralela a la acción del viento, m
F_L	fuerza estática equivalente, por unidad de longitud, que toma en cuenta el efecto de los vórtices, N/m (kg/m)
F_M	factor de corrección de la masa
F_{TR}	factor correctivo por condiciones locales
F_α	factor de variación de la velocidad del viento con la altura
F'_{TR}	factor correctivo por condiciones locales para velocidad media del viento
F'_α	factor de variación de la velocidad del viento con la altura y correctivo para velocidad media del viento
G	factor de efectos dinámicos por ráfagas evaluado a la altura de referencia z_s
g	factor pico de respuesta máxima
H	altura de la estructura, m
h_e	dimensión vertical de un letrero aislado, m
I_{z_S}	índice de turbulencia a la altura de referencia z_s
L_{z_S}	longitud de escala de turbulencia a la altura de referencia $z_{s.}$
m(z)	masa por unidad de longitud de la torre
$\mathbf{m_{total}}$	masa total de la estructura, en kg
$\mathbf{m_r}$	masa generalizada de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en kg
M	masa promedio por unidad de longitud, a lo largo del tercio superior de la estructura, kg/m
n	frecuencia, Hz
n_o	frecuencia del modo en la dirección del viento, Hz
p_z	presión de diseño, Pa (kg/m²)
R	factor de respuesta por resonancia
R_h y R_b	funciones de admitancia aerodinámica
r	relación altura a claro en techos arqueados
S_L	espectro de potencia del viento
St	número de Strouhal = nD/V_H, adimensional
V	fuerza cortante en el entrepiso o segmento en estudio, N (kg)
V_{cr}	velocidad crítica del viento, m/s
V_D	velocidad de diseño para una altura dada, m/s
V'_D	velocidad media de diseño para una altura dada durante un intervalo de 10 minutos, m/s
V_H	velocidad de diseño a la altura H, m/s
V_R	velocidad regional de ráfaga para el sitio de interés con intervalo de tres segundos, m/s
W	suma de las cargas viva y muerta por encima de un entrepiso o segmento, N (kg)
x	relación separación a peralte en elementos de armaduras
x_o	inverso de la longitud de onda, m^{-1}
z	altura de un punto desde el suelo, m
z_s	altura de referencia según el tipo de estructura, m
α	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura para intervalo de ráfaga de 3 segundos
α'	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura para intervalo medio de 10 minutos
η	frecuencia reducida, Hz
ζ_{est}	relación de amortiguamiento estructural
β	ángulo de las cubiertas en arco para definir las zonas A, B y C (fig. 3.3), grados
δ	altura gradiente, m
λ_m	coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura,
θ	ángulo de inclinación en techos inclinados, grados

θ_1	ángulo de incidencia entre la dirección del viento y un plano vertical, grados
λ	relación de aspecto H/D, adimensional
ν	tasa media de fluctuación, s^{-1}
ϕ	relación de solidez. Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta
$\Phi_0(z)$	configuración modal del primer modo, en la dirección longitudinal del viento
ψ	cociente del desplazamiento relativo entre dos niveles de piso o secciones horizontales, dividido entre la correspondiente diferencia de elevaciones
ρ	densidad del aire, kg/m^3

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se detallan y amplían los requisitos de diseño por viento contenidos en el Capítulo VII del Título Sexto del Reglamento.

Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Consideraciones generales

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá considerar la acción estática del viento y la dinámica cuando la estructura sea sensible a estos efectos.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del Capítulo 4.

2.2 Clasificación de las estructuras

2.2.1 De acuerdo con su importancia

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en dos grupos, A y B, según el artículo 139 del Reglamento.

2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

a) Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo período natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

b) Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

c) Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos, tales como tuberías, chimeneas y edificios con planta circular.

d) Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes, que no pueden incluirse en el Tipo 1.

2.2.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

a) Empujes y succiones estáticos;

b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;

c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes; y

d) Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Capítulo 3.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de los Capítulos 3 y 5, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el Capítulo 6. Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valuarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la Administración.

2.3 Estudios en túnel de viento

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayes realizados en modelos de construcciones de características geométricas semejantes; la adopción de estos resultados deberá ser aprobada por la Administración. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayes e interpretación de los estudios de túnel de viento seguirán técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por la Administración.

Para la realización de las pruebas y la interpretación de sus resultados se procederá como sigue:

a) Para estructuras Tipo 1, poco sensibles a las acciones dinámicas del viento, se recurrirá a modelos rígidos a escala, con geometría similar, diseñados para satisfacer condiciones de similitud. Los modelos se instrumentarán con sensores de presión, que permitan definir los coeficientes locales de presión en puntos notables de la superficie exterior del modelo, con los cuales se puedan obtener isobaras representativas de la acción del viento, para diversos ángulos de ataque de éste. Los modelos se colocarán sobre bases instrumentadas, que permitan conocer las acciones que el viento produce en la base de la construcción.

b) Para estructuras tipo 2, sensibles a la acción de ráfagas, se emplearán modelos aeroelásticos a escala, cuyas propiedades dinámicas sean similares a las del prototipo. En el modelo se reproducirá el perfil de velocidades que represente al sitio destinado a la construcción, incluyendo los posibles efectos de construcciones vecinas. El objetivo de la prueba será identificar la respuesta inducida por el viento turbulento, por medición directa en el modelo, y obtener información sobre:

i) La severidad de la acción dinámica del viento

ii) Las cargas dinámicas que produce el viento, en diversas direcciones

c) Para estructuras tipo 3, en las cuales la forma de la sección transversal propicia la generación de vórtices alternantes, se usarán modelos aeroelásticos que reproduzcan la forma exterior de la construcción, y presenten características dinámicas representativas de las del prototipo. El modelo se instrumentará con sensores que permitan estimar la magnitud de los desplazamientos en dos direcciones ortogonales, ante diversos ángulos de ataque. El objetivo de la prueba será llegar a conocer el número adimensional de Strouhal asociado al modelo, así como la dimensión característica de la construcción, cuando la acción del viento produzca los máximos desplazamientos. Con ello se podrá conocer la velocidad crítica del viento que genera vibraciones resonantes.

d) Para estructuras tipo 4, en las cuales pueden aparecer condiciones de inestabilidad aeroelástica, se recurrirá a un modelo aeroelástico, en el cual se reproduzcan los detalles exteriores de la construcción, la distribución de masas y rigideces, así como los niveles de amortiguamiento esperados en la construcción. Será indispensable la existencia de similitud entre los tres primeros modos de vibrar del modelo y del prototipo. Los objetivos principales de la prueba serán identificar los procesos inestables que se producen por la interacción viento-estructura y definir las velocidades críticas del viento que generan dichas inestabilidades.

2.4 Precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado. Para este caso se evaluarán los empujes con las velocidades referidas en el Capítulo 3, asociadas a un período de retorno de 10 años.

3. MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 (inciso 2.2.2.a) debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño de la sección 3.2 y los coeficientes de presión señalados en las secciones 3.3 y 3.4. El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4. En este último caso se aplicará la presión de diseño de la sección 3.2, pero los coeficientes de presión se tomarán según se señala en la sección 3.6.

3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño.

Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 3.1.1.

$$V_D = F_{TR}\, F_\alpha\, V_R \qquad (3.1.1)$$

donde:

F_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;
F_α factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y
V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad regional, V_R, se define en el inciso 3.1.1 y los coeficientes F_α y F_{TR} se definen en los incisos 3.1.2 y 3.1.3, respectivamente.

3.1.1 Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano con obstáculos aislados (terreno tipo R2, fig. 3.1.1). Los valores de dicha velocidad se obtendrán de la tabla 3.1.1. Dichos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos.

Para las estructuras temporales que permanezcan por más de una estación del año se seleccionará la velocidad con periodo de retorno de 10 años.

3.1.2 Factor de variación con la altura, Fα

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura **z**. Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$F_\alpha = 1.0\,; \qquad \text{si } z \le 10 \text{ m}$$
$$F_\alpha = (z/10)^\alpha\,; \qquad \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta$$
$$F_\alpha = (\delta/10)^\alpha\,; \qquad \text{si } z \ge \delta \qquad (3.1.2)$$

donde:

δ altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros; y

α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (figura 3.1.1) y se definen en la tabla 3.1.2.

Tabla 3.1.1 Velocidades regionales, V_R, según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

	Importancia de la construcción		
	A	B	Temporal
Periodo de retorno, años	200	50	10
Zona I: Delegaciones de Azcapotzalco, y G. A. Madero	28	25	19
Zona II: Delegaciones de Miguel Hidalgo, Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Benito Juárez, Coyoacán, Iztacalco, e Iztapalapa	33	30	23
Zona III: Delegaciones de Cuajimalpa, Álvaro Obregón, Magdalena Contreras, Tlalpan, Milpa Alta, Tláhuac, y Xochimilco	39	35	27

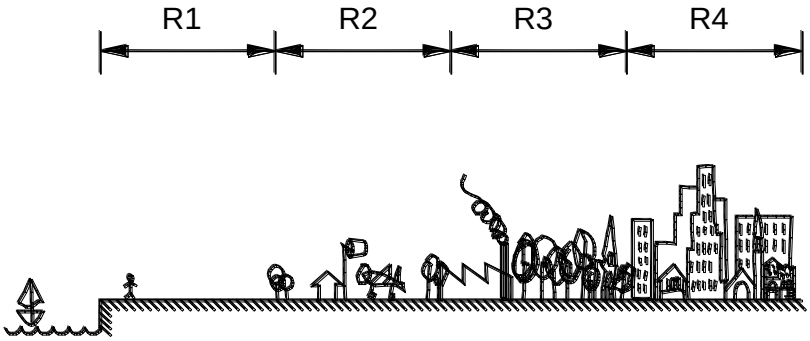


Figura 3.1.1 Rugosidad del terreno

Tabla 3.1.2 Rugosidad del terreno, α y δ

	Tipos de terreno (fig. 3.1.1)	α	δ, m
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

3.1.3 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio (figura 3.1.2) en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio (tabla 3.1.3). En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

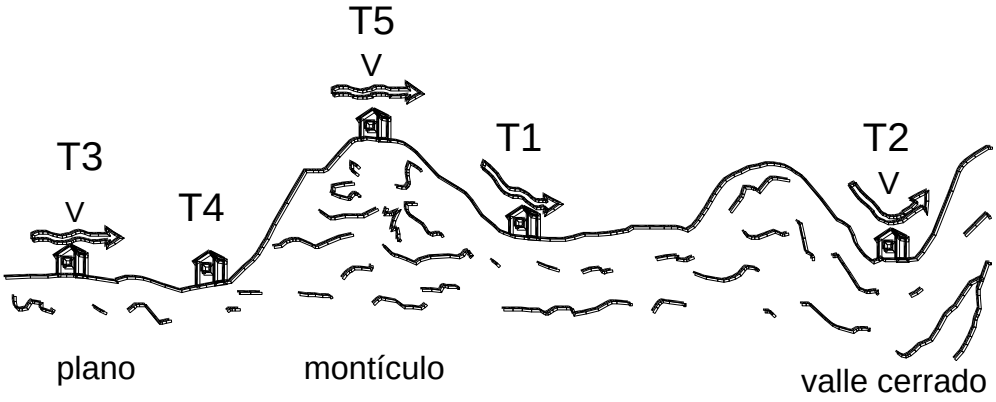


Figura 3.1.2 Formas topográficas locales

Tabla 3.1.3 Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

	Tipos de topografía	Rugosidad de terrenos en alrededores		
		Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2	Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

En terreno de tipo R1, según se define en la tabla 3.1.2, el factor de topografía y rugosidad, $\mathbf{F_{TR}}$, se tomará en todos los casos igual a 1.0.

3.2 Determinación de la presión de diseño, pz

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z, en Pa (kg/m²), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la ecuación 3.2.1.

$$p_z = 0.47\ C_p\ V_D^2 \qquad (3.2.1)$$

$$(\ p_z = 0.048\ C_p\ V_D^2\ )$$

donde:

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y
V_D velocidad de diseño en m/s a la altura **z**, definida en la sección 3.1.

3.3 Coeficientes de presión

Los coeficientes de presión C_p de la ec. 3.2.1, para el caso del método estático, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con lo siguiente:

3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas

Se consideran los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta de la tabla 3.3.1.

Tabla 3.3.1 Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento[1]	–0.4
Paredes laterales	–0.8
Techos planos	–0.8
Techos inclinados lado de sotavento	–0.7
Techos inclinados lado de barlovento[2]	-1.0, para 0°<θ<20° -1.0<0.05 θ – 2.0 <0.5, para 20°<θ<50°
Techos curvos	+ 0.01θ, para 50°<θ<90° ver Tabla 3.3.2 y Fig. 3.3.1

[1] La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel **z** igual a la altura media del edificio;
[2] θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

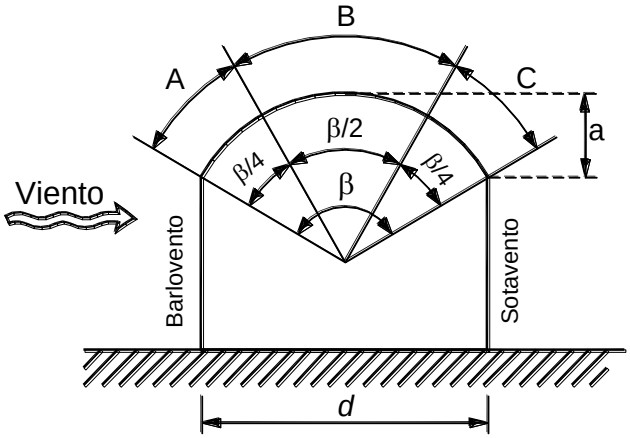


Figura 3.3.1 Cubiertas en arco

Tabla 3.3.2 Coeficientes de presión C_p para cubiertas en arco

Tipo de cubierta	r = a/d	Zona		
		A	B	C
En estructura elevada	0< r <0.2	-0.9	-0.7- r	-0.5
	0.2≤r≤0.3	(1.5r-0.3)*	-0.7- r	-0.5
	0.3<r≤0.6	2.75r-0.68	-0.7- r	-0.5
Apoyada en el terreno	0<r≤0.6	1.42r	-0.7-r	-0.5

*Cuando 0.2≤ r ≤ 0.3, se deberá revisar también con el coeficiente alterno (6r – 2.1)

3.3.2 Caso II. Paredes aisladas y anuncios

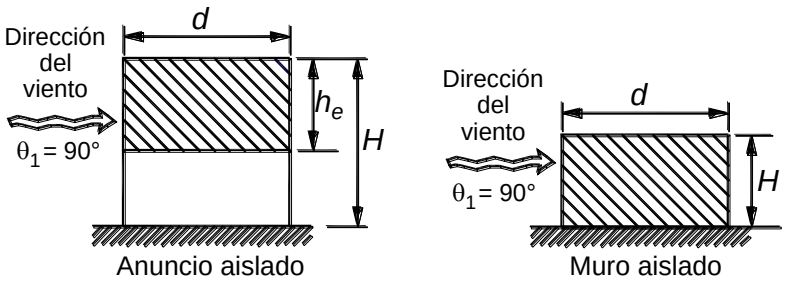
La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 3.2.1; se utilizará un factor de presión obtenido de las tablas 3.3.3, 3.3.4 y 3.3.5, según el caso (figuras 3.3.2 y 3.3.3).

Tabla 3.3.3 Viento normal al anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p)		
Anuncios		Muros
$0 < h_e/H < 0.2$	$0.2 \le h_e/H \le 0.7$	
$1.2 + 0.02\,(d/h_e - 5)$	1.5	1.2

La tabla 3.3.3 se aplica para anuncios con $1 \le d/h_e \le 20$ y muros con $1 \le d/H \le 20$. Si d/h_e o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0.

En el caso de muros, si d/H es menor que 1.0, el coeficiente de presión también será igual a 2.0.



Nota: Si $h_e/H > 0.7$ el anuncio deberá tratarse como muro aislado

Figura 3.3.2 Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento

En el caso de anuncios, si d/h_e es menor que 1.0 y h_e/H mayor o igual que 0.2, el coeficiente de presión será igual a 2.0. Si h_e/H es mayor que cero pero menor que 0.2 entonces el coeficiente de presión se calculará con la expresión de la tabla 3.3.3. Para este fin la relación d/h_e se sustituirá por su valor inverso.

En el caso del viento a 45 grados la presión resultante es perpendicular al anuncio o muro y está aplicada con una excentricidad del centroide, según la distribución de presiones de la tabla 3.3.4. Dicha excentricidad no deberá tomarse menor que d /10.

Tabla 3.3.4 Viento a 45° sobre el anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$>4h_e$	0 a 2H	2H a 4H	>4H
3.0	1.5	0.75	2.4	1.2	0.6

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, las presiones se reducirán con el factor dado por

$\phi (2 - \phi)$

donde ϕ es la relación de solidez del anuncio o muro.

Tabla 3.3.5 Viento paralelo al plano del anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$>4h_e$	0 a 2H	2H a 4H	>4H
± 1.2	± 0.6	± 0.3	± 1.0	± 0.5	±0.25

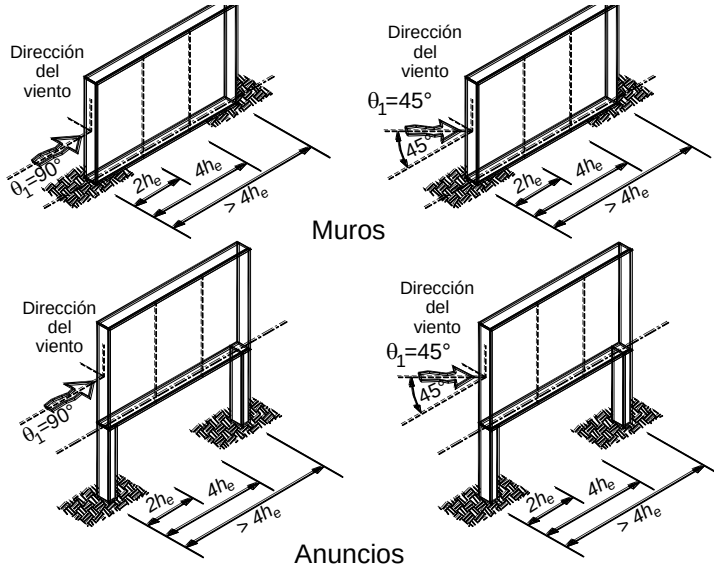


Figura 3.3.3 Acción sobre paredes aisladas o anuncios

3.3.3 Caso III. Estructuras reticulares

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por trabes de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un coeficiente de presión igual a 2.0, cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como1 – 1.7 (ϕ – 0.01x), en donde:

x relación de la separación entre los marcos al peralte máximo de las armaduras o vigas; y
ϕ relación de solidez.

3.3.4 Caso IV. Chimeneas, silos y similares

Los coeficientes de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la tabla 3.3.6.

En este tipo de estructuras además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos calculados a partir de las disposiciones del Capítulo 5.

Tabla 3.3.6 Coeficientes de arrastre para chimeneas y silos

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez [1]		
	1	7	25
Cuadrada:			
Viento normal	1.3	1.4	2.0
Ángulo de incidencia 45°	0.9	1.2	1.6
Hexagonal u octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (superficie rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (superficie lisa)	0.5	0.6	0.7

[1] La relación de esbeltez se define como la relación de la altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.

3.3.5 Caso V. Antenas y torres con celosía

Para el análisis de antenas y torres hechas a base de celosía, dichas estructuras se dividirán en un conjunto de tramos verticales. La fuerza horizontal resultante sobre cada tramo, en N (kg), se obtendrá por medio de la expresión

$$0.47\, C_D\, V_D{}^2 A \qquad (3.3.1)$$
$$(0.048\, C_D\, V_D{}^2 A)$$

donde:

A área expuesta, en m^2;
V_D velocidad de diseño definida en la sección 3.1; y
C_D coeficiente especificado en las tablas 3.3.7 a 3.3.9.

Los coeficientes de arrastre, C_D, se calcularán para cada tramo y será válido sumar los efectos que el viento provoque en cada tramo. Se recomienda considerar por lo menos 10 tramos.

El coeficiente de arrastre se calculará para los casos que a continuación se señalan.

3.3.5.1 Antenas y torres sin accesorios

El coeficiente de arrastre, C_D, se tomará de las tablas 3.3.7, 3.3.8 ó 3.3.9 según el caso. En estas tablas, b será el ancho promedio de la sección transversal de la torre y V_D es la velocidad de diseño a la altura del tramo en cuestión. Además, en dichas tablas, se podrá interpolar linealmente para valores intermedios de b V_D y de la relación de solidez ϕ.

Tabla 3.3.7 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de lados planos

	Torres de sección cuadrada		Torres de sección triangular equilátera
Relación de solidez, ϕ	Viento normal a una cara	Viento actuando en una esquina	Viento en cualquier dirección
≤ 0.1	3.5	3.9	3.1
0.2	2.8	3.2	2.7
0.3	2.5	2.9	2.3
0.35	2.3	2.75	2.2
0.4	2.1	2.6	2.1
≥ 0.5	1.8	2.3	1.9

Tabla 3.3.8 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular. Torres de sección cuadrada

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $b V_D$<3 m²/s		Flujo supercrítico $b V_D$≥6 m²/s	
	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina
≤ 0.05	2.2	2.5	1.4	1.2
0.1	2	2.3	1.4	1.3
0.2	1.8	2.1	1.4	1.6
0.3	1.6	1.9	1.4	1.6
0.4	1.5	1.9	1.4	1.6
≥ 0.5	1.4	1.9	1.4	1.6

3.3.5.2 Antenas y torres con accesorios

Los coeficientes de arrastre se calcularán de la siguiente manera:

a) Cuando los accesorios se coloquen de manera simétrica en todas las caras, su área proyectada se agregará al área de los miembros de la torre y el coeficiente de arrastre se calculará según la sección 3.3.5.1.

b) Cuando los accesorios no se coloquen de manera simétrica, el coeficiente efectivo de arrastre se determinará como sigue:

$$C_{DE} = C_D + \Sigma \Delta C_D \qquad (3.3.2)$$

donde:

ΔC_D coeficiente de arrastre adicional debido a cada accesorio que se coloque en una cara, o que se localice en el interior de la torre; y

C_D se calculará según el inciso 3.3.5.1.

El coeficiente adicional ΔC_D se calculará como:

$$\Delta C_D = 1.6\ (A_r / A_Z) \qquad (3.3.3)$$

donde:

A_r área expuesta del accesorio colocado en la torre; y

A_Z área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra el accesorio.

Tabla 3.3.9 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular. Torres de sección triangular equilátera

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $b V_D<3$ m²/s	Flujo supercrítico $b V_D \geq 6$ m²/s
	Viento en cualquier dirección	
≤ 0.05	1.8	1.1
0.1	1.7	1.1
0.2	1.6	1.1
0.3	1.5	1.1
0.4	1.5	1.1
≥ 0.5	1.4	1.2

3.3.5.3 Torres totalmente recubiertas

Para torres totalmente recubiertas, el coeficiente de arrastre se tomará igual al especificado para cuerpos estancos de igual geometría.

3.3.5.4 Antenas o torres con arriostramientos

Cuando se empleen antenas o torres con arriostramientos, el coeficiente de arrastre sobre éstos se calculará con la siguiente ecuación:

$$C_{DE} = 1.2 \text{ sen}^2\theta_1 \qquad (3.3.4)$$

donde θ_1 es el ángulo que se forma entre la dirección del viento y el eje del cable y se usará la velocidad de viento calculada a las dos terceras partes de la altura de conexión del cable con la torre.

3.4 Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 3.2.1, empleando los coeficientes de empuje que se indican en la tabla 3.4.1, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

Tabla 3.4.1 Coeficiente C_p para presiones interiores

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	–0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	–0.5
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	–0.3

3.5 Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 3.2.1 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones del viento será normal a la superficie considerada. Esta definición se aplica tanto para el método estático como el simplificado.

En superficies con vanos, como las estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionan a otros, mediante el criterio indicado en el inciso 3.3.3.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

3.6 Coeficientes de presión para el método simplificado

Los coeficientes de presión a considerar en muros y techos de construcciones que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado, se indican en la tabla 3.6.1. En las aristas de muros y techos se considerarán los coeficientes de presión en bordes que se indican en dicha tabla. Estos coeficientes de borde solamente se aplicarán para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la figura 3.6.1. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será la décima parte de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura (si ésta resulta menor).

Tabla 3.6.1 Coeficientes de presión para el método simplificado

Superficie	C_p	C_p (en bordes)
Muros	± 1.45	± 2.25
Techos	± 2.1	± 3.4

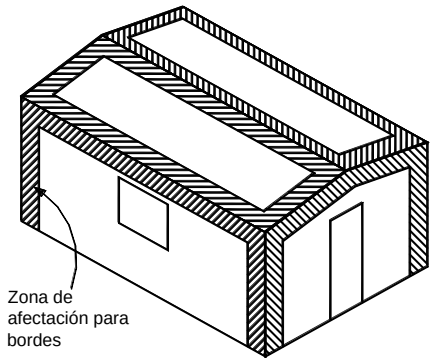


Figura 3.6.1 Zonas de afectación para el diseño de los sujetadores

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la ecuación 3.2.1. Se usarán los coeficientes de presión de la tabla 4.0.1 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la tabla 4.0.2 para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, y los de la tabla 4.0.3 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un coeficiente de presión calculado como

$$C_p = -3.0 + A/75 < -1.8 \qquad (4.0.1)$$

Donde **A** es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en la sección 3.4, para construcciones en cuyas paredes puede haber aberturas que abarquen más de 30 por ciento de la superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará para el diseño de los elementos de recubrimiento un coeficiente de presión de ± 0.25.

Tabla 4.0.1 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es mayor o igual a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	empuje	$0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	empuje	$0.8 < 1.2 - A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -1.75$
5	succión	$-4 + A/8 < -2$

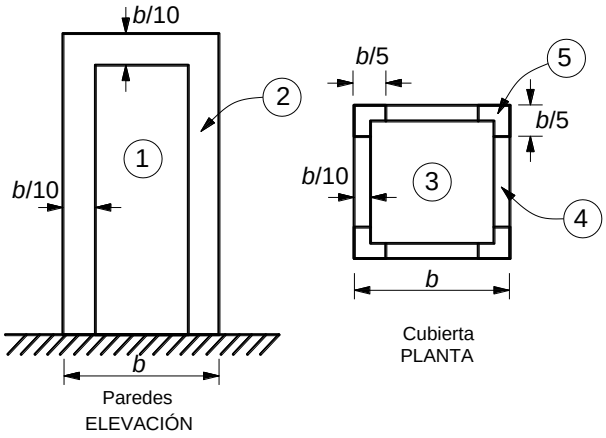


Figura 4.0.1 Elementos de recubrimiento en edificios con H≥20 m

Tabla 4.0.2 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-2 + A/50 < -1.1$
	empuje	$1.5 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión	$-1.7 + A/35 < -1.4$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$

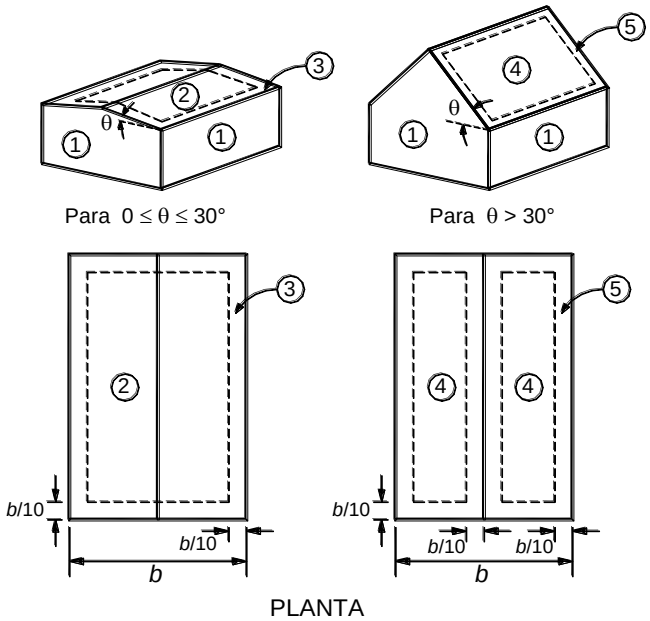


Figura 4.0.2 Elementos de recubrimiento en edificios con H<20 m

Tabla 4.0.3 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco. Multiplíquense los valores indicados en la tabla 3.3.2 por los siguientes factores:

Zona	Área tributaria, m²	
	A≤10	A>10
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3

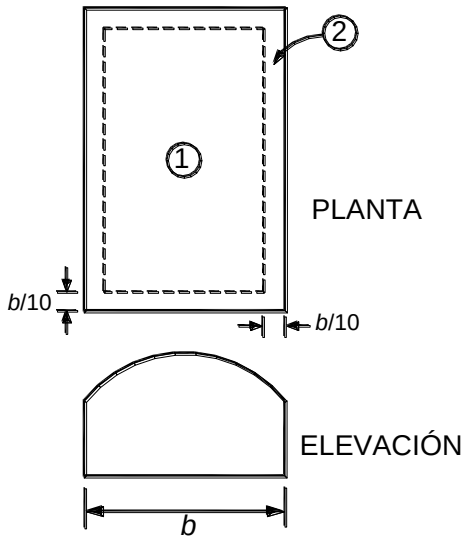


Figura 4.0.3 Elementos de recubrimiento en cubiertas en arco

5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al Tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada con la ecuación 3.2.1 por el factor $1/(1+7I_{z_s})$ y por un factor de efectos dinámicos determinado con la siguiente ecuación:

$$G = 1 + 2gI_{z_s}\sqrt{B^2 + R^2} \qquad (5.0.1)$$

Donde:

$$I_{z_s} = \bar{d}\left(\frac{z_s}{10}\right)^{-\alpha'} \qquad \text{si } z_{mín} < z_s \leq 200$$

$$I_{z_s} = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{mín}}{z_0}\right)} \qquad \text{si } z_s \leq z_{mín}$$

$$g = \left(\sqrt{2\ln(600\nu)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(600\nu)}}\right) \geq 3.0\ ;$$

$$\nu = n_o\sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}\ ;$$

El factor de efectos dinámicos es aplicable a estructuras cuya altura no exceda los 200 m. Los valores de los parámetros $\bar{d}$, α', Z_0 y $Z_{mín}$ dependen de las condiciones de exposición descritas en la tabla 3.1.2 y se consignan en la tabla 5.0.1. Para el cálculo de los factores B^2 y R^2 es necesario calcular la velocidad media del viento V'_D, la cual se define en la sección 5.1. Los valores de los factores B^2 y R^2 se definen en las secciones 5.2, 5.3 y 5.4, en función del tipo de estructura.

Tabla 5.0.1 Parámetros , Z_0, $Z_{mín}$ y α' según la condición de exposición

Exposición	$\bar{d}$	Z_0 (m)	$Z_{mín}$ (m)	α'
R1	0.15	0.01	1	0.12
R2	0.19	0.05	2	0.16
R3	0.29	0.30	5	0.21
R4	0.43	1.0	10	0.29

5.1 Velocidad media del viento para efectos dinámicos

Para el caso de los efectos dinámicos del viento sobre una estructura del Tipo 2, se emplea la velocidad media de viento asociada a un intervalo de 10 minutos.

Dicha velocidad media se obtendrá de acuerdo con la ecuación 5.1.1.

$$V'_D = F'_{TR}\, F'_{\alpha}\, V_R \qquad (5.1.1)$$

Donde:

F'_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante,

F'_{α} factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura y la conversión de velocidad de ráfaga de 3 s a 10 min.; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad regional, $\mathbf{V_R}$, se define en el inciso 3.1.1 y los factores F'_{α} y F'_{TR} se definen en los incisos 5.1.1 y 5.1.2, respectivamente. Estos últimos factores dependen del intervalo de la velocidad media del viento.

5.1.1 Factor de variación con la altura, F'α

Este factor establece la variación de la velocidad media del viento, V'_D, con la altura **z**. Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$F'_{\alpha} = 0.702\,; \qquad \text{si } z \leq 10 \text{ m}$$
$$F'_{\alpha} = 0.702(z/10)^{\alpha'}; \qquad \text{si } 10 \text{ m} < z < 200 \qquad (5.1.2)$$

donde:

α' exponente que determina la forma de la variación de la velocidad media del viento con la altura. Este exponente es función de la rugosidad del terreno (figura 3.1.1) y se define en la tabla 5.0.1.

5.1.2 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F'_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio (tabla 5.1.1). En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

Tabla 5.1.1 Factor F'_{TR}

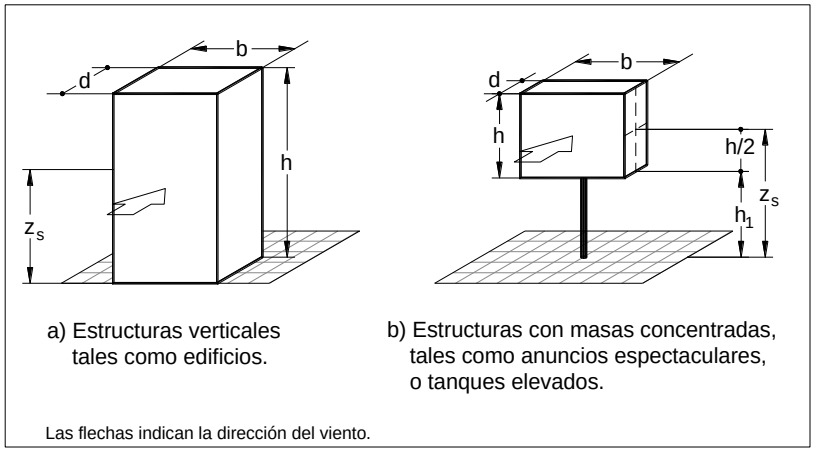
Tipos de topografía (fig. 3.1.2 y tabla 3.1.3)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1	0.80	0.62	0.44
T2	0.90	0.70	0.50
T3	1.00	0.77	0.55

T4	1.10	0.85	0.60
T5	1.20	0.92	0.66

En terreno de tipo R1, según se define en la tabla 3.1.2, el factor F'_{TR} se tomará en todos los casos igual a 1.0.

5.2 Estructuras de forma prismática

En la figuras 5.2.1 se presentan los diferentes tipos de estructuras prismáticas y sus correspondientes alturas de referencia para las cuales se calcula el factor de efectos dinámicos.



$$z_s = 0.6h \geq z_{mín} \qquad z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{mín}$$

Figura 5.2.1 Estructuras prismáticas y alturas de referencia correspondientes para calcular el factor de efectos dinámicos

Para estas estructuras, los valores de B^2 y R^2 se calculan con las expresiones siguientes:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90\left(\frac{b+h}{L_{z_s}}\right)^{0.63}};$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{est}} S_L \, R_h \, R_b;$$

Estos valores son aplicables a edificios con alturas no mayores que 200 m y claros no mayores que 100 m. Cuando estas condiciones no se cumplan deberán realizarse pruebas en túnel de viento.

Las dimensiones b y h se muestran en la Figura 5.2.1 y sus unidades están dadas en m. Los parámetros para calcular los factores de respuesta dinámica B^2 y R^2 se calculan con las ecuaciones que se presentan a continuación. El valor de la relación de amortiguamiento estructural, ς_{est}, se define en la sección 5.5

$$L_{z_s} = 300\left(\frac{z_s}{200}\right)^{\bar{\bar{\alpha}}} \qquad \text{para} \qquad z_s \geq z_{mín}$$

$$L_{z_s} = L_{z_s}(z_{mín}) \qquad \text{para} \qquad z_s < z_{mín} \qquad (5.2.3)$$

El coeficiente $\bar{\bar{\alpha}}$ también es función de la rugosidad del terreno (figura 3.1.1) y se define en la tabla 5.2.1.

Tabla 5.2.1 Factor

Tipos de terreno (fig. 3.1 y tabla 3.2)	$\bar{\bar{\alpha}}$
R1	0.44
R2	0.52
R3	0.61
R4	0.67

$$S_L(z_s, n_0) = \frac{6.8\left(\dfrac{n_0\, L_{z_s}}{V_D'(z_s)}\right)}{\left[1+10.2\left(\dfrac{n_0\, L_{z_s}}{V_D'(z_s)}\right)\right]^{5/3}} \tag{5.2.4}$$

Los parámetros de admitancia aerodinámica R_h y R_b se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2}(1-e^{-2\eta_h})\,; \tag{5.2.5}$$

$R_h = 1.0$ para $h_h = 0$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2}(1-e^{-2\eta_b})\,; \tag{5.2.6}$$

$R_b = 1.0$ para $h_b = 0$

5.3 Estructuras de forma cilíndrica

En la figura 5.3.1 se presenta una estructura cilíndrica indicándose la altura de referencia para la cual se calcula el factor de efectos dinámicos. Asimismo, en la misma figura se indican las dimensiones de D y h para este caso y sus unidades están dadas en m. El factor de efectos dinámicos se calcula con la ecuación 5.0.1, pero considerando los parámetros correspondientes que se definen en este apartado.

Para las estructuras cilíndricas el valor de B^2 y R^2 se calcula con las ecuaciones siguientes:

$$B^2 = \frac{1}{1+\dfrac{3}{2}\sqrt{\left(\dfrac{D}{L_{z_s}}\right)^2+\left(\dfrac{h}{L_{z_s}}\right)^2+\left(\dfrac{D\,h}{L_{z_s}^2}\right)^2}} \tag{5.3.1}$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{est}} S_L\, K_s \tag{5.3.2}$$

$$K_s(n_0) = \frac{1}{1+\sqrt{\left(5.75\dfrac{D\,n_0}{V_D'(z_s)}\right)^2+\left(3.19\dfrac{h\,n_0}{V_D'(z_s)}\right)^2+\left(11.69\dfrac{n_0^{\,2}D\,h}{[V_D'(z_s)]^2}\right)^2}}$$

5.4 Estructuras de celosía para torres auto-soportadas

En la figura 5.4.1 se presenta la geometría de una estructura de celosía, indicándose la altura de referencia para la cual se calcula el factor de efectos dinámicos. Asimismo, en la misma figura se indican las dimensiones de b_h, b_0 y h; cuando se indique el ancho b en las expresiones de este apartado, éste se refiere al ancho promedio: las unidades de todas estas dimensiones son en m. El factor de efectos dinámicos se calcula con la ecuación 5.0.1, pero considerando los parámetros correspondientes que se definen en este apartado. Además, este factor de efectos dinámicos debe ser afectado por corrección de forma y masa modal, como se indica en la ecuación 5.4.1.

$$G = \left(1 + 2\,g\,I_{z_s}\sqrt{B^2 + R^2}\right)\left[\frac{C_{RG}}{C_G}\right]F_M \tag{5.4.1}$$

Para estas estructuras el valor de B^2 y R^2 se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 2\left(\dfrac{\sqrt{\mathrm{hb}}}{\mathrm{L}_{z_s}}\right)}; \tag{5.4.2}$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{est}} S_L\, R_{\mathrm{h}}\, R_{\mathrm{b}}; \tag{5.4.3}$$

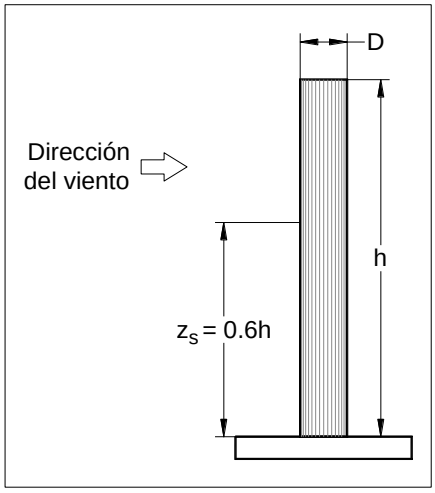


Figura 5.3.1 Estructura cilíndrica y altura de referencia correspondiente para calcular el factor de efectos dinámicos

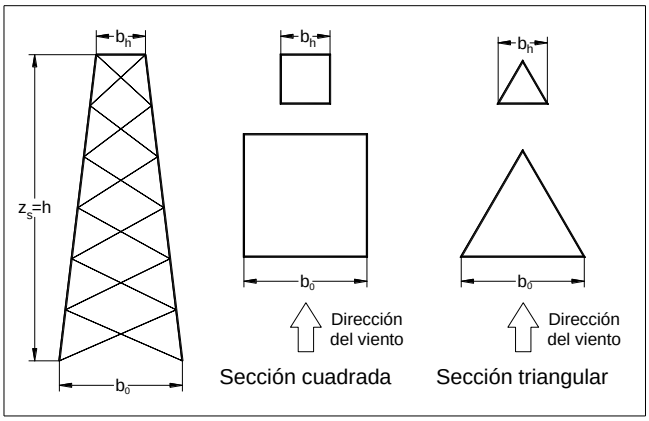


Figura 5.4.1 Definición de b_0, b_h y h

Los parámetros para calcular los factores de respuesta dinámica B^2 y R^2 se calculan con las expresiones que a continuación se describen.

$$S_L(z_s, n_0) = \frac{4\left(\dfrac{n_0\, L_{z_S}}{V_D^{'}(z_s)}\right)}{\left[1 + 71\left(\dfrac{n_0\, L_{z_S}}{V_D^{'}(z_s)}\right)\right]^{5/6}} \tag{5.4.4}$$

Los parámetros de admitancia aerodinámica R_h y R_b se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$R_h = \frac{1}{1+\eta_h}; \tag{5.4.5}$$

$$R_b = \frac{1}{1+\eta_b}; \tag{5.4.6}$$

$$\eta_h = \frac{2\,h\,n_0}{V_D^{'}(z_s)}; \qquad \eta_b = \frac{3.5\,b\,n_0}{V_D^{'}(z_s)} \tag{5.4.6}$$

Las constantes correctivas de la forma y masa modal se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$C_{RG} = \left[\frac{1 - \dfrac{3}{4}\lambda_B}{\alpha' + 3}\right]; \tag{5.4.8}$$

$$C_G = \left[\frac{1}{2\alpha' + 3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha' + 4}\right]; \tag{5.4.9}$$

$$F_M = \frac{m_{total}}{5 m_r}\left[\left(0.5\frac{b_h}{b_0} - 0.3\right)(\lambda_m - 2) + 1.4\right](1 - 0.4\,\mathrm{Ln}\lambda_m); \tag{5.10}$$

$$\lambda_B = 1 - \frac{b_h}{b_0};$$

$$m_r = \int_0^h m(z)\,[\Phi_0(z)]^2\,dz;$$

en donde:

m_{total} es la masa total de la estructura,

m_r la masa generalizada de la estructura en la dirección longitudinal del viento,

λ_m el coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional. Valores estimados de este coeficiente son:
$\lambda_m = 2$ para torres rectangulares o cuadradas y
$\lambda_m = 1.75$ para torres triangulares,

m(z) la masa por unidad de longitud de la torre, y

$\Phi_0(z)$ la configuración modal del primer modo, en la dirección longitudinal del viento.

5.5 Relación de amortiguamiento estructural

En la tabla 5.5.1 se presentan algunos valores representativos de la relación de amortiguamiento estructural, ς_{est}.

Tabla 5.5.1 Amortiguamiento estructural

Tipo de estructura	ς_{est}
Edificios de concreto reforzado y preforzado	0.015
Edificios de acero	0.010
Estructuras mixtas de concreto y acero	0.013
Chimeneas y torres de concreto reforzado	0.01
Chimeneas de acero soldadas y sin recubrimientos	0.002
Chimeneas de acero soldadas con recubrimiento	0.005
Chimeneas de acero con recubrimiento de refractarios	0.01
Torres de celosía soldadas	0.003
Torres de celosía atornilladas	0.005

Así mismo, si se observa que puede existir una relación de amortiguamiento aerodinámico o si se provee a la estructura de algún mecanismo que implique un amortiguamiento adicional, su valor deberá ser considerado y estar justificado por estudios particulares.

5.6 Limitación de efectos dinámicos

En edificios altos, se verificará que la aceleración debida a empujes dinámicos no sobrepase 0.02 de la aceleración de la gravedad.

6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS

En el diseño de las estructuras Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes.

6.1 Vibraciones generadas

La separación de los vórtices genera una fuerza senoidal perpendicular a la dirección del viento, con la misma frecuencia del modo natural de vibración de la estructura prismática. Para estructuras cilíndricas, esta acción se representará mediante una fuerza estática equivalente F_L, por unidad de longitud en el tercio superior de la estructura, determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.047\, V_{cr}{}^2\, d \qquad (6.1.1)$$

$$\left(F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048\, V_{cr}{}^2\, d \right)$$

donde:

F_L fuerza por unidad de longitud, N/m (kg/m);
β coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico;
C_T factor de empuje transversal;

V_{cr} velocidad crítica del viento, m/s; y
d dimensión de la estructura paralela a la dirección del viento, m.

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5n_o\, d \qquad (6.1.2)$$

donde n_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental, en Hertz.

El factor de empuje transversal C_T podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular, a menos que se cuente con información que justifique valores menores.

6.2 Vibraciones locales

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomando cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, con magnitud dada por la ecuación 6.1.1.

6.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

Los requisitos de las secciones 6.1 y 6.2 pueden omitirse en los siguientes casos:

a) Cuando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos se demuestre que la forma, dimensiones o acabado exterior de la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño.

b) Cuando se cumpla la condición siguiente:

$$V'_D < 0.8V_{cr} \qquad (6.3.1)$$

7. DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES

Se revisará que los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres, causados por las fuerzas de diseño por viento, no excedan de los valores siguientes, expresados como fracción de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas:

a) Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.005;

b) Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.002.

En todos los casos, en el cálculo de los desplazamientos relativos se podrá deducir la componente debida a la flexión general del edificio o la torre que se diseñen. Los efectos de segundo orden podrán despreciarse cuando en todos los entrepisos o segmentos verticales de la estructura se cumpla la condición

$$\psi < 0.08\frac{V}{W} \qquad (7.0.1)$$

donde:

ψ cociente del desplazamiento relativo entre dos niveles de piso o secciones horizontales, dividido entre la correspondiente diferencia de elevaciones;
V fuerza cortante en el entrepiso o segmento en estudio; y
W suma de las cargas viva y muerta por encima de dicho entrepiso o segmento.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades
1.3 Disposiciones complementarias
1.4 Materiales
1.4.1 Acero estructural
1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas
1.4.2 Remaches
1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas
1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura
1.4.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta
1.4.6 Identificación
1.4.7 Acero estructural no identificado
1.5 Especificaciones y dibujos de diseño
1.6 Criterios de diseño
1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis
1.7.1 Integridad estructural
1.7.2 Sistemas estructurales
1.7.2.1 Estructuras tipo 1
1.7.2.2 Estructuras tipo 2
1.7.2.3 Estructuras tipo 3
1.8 Estructuras regulares o irregulares

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES
2.1 Disposiciones generales
2.2 Rigidez lateral
2.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional (contraventeadas)
2.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia (no contraventeadas)
2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto
2.3.1 Relaciones de esbeltez
2.3.2 Relaciones de esbeltez máximas
2.3.3 Determinación del factor de longitud efectiva K
2.4 Métodos de análisis y diseño
2.5 Método directo de análisis y diseño
2.5.1 Cálculo de las acciones de diseño
2.5.2 Requisitos generales para el análisis
2.5.2.1 Imperfecciones iniciales
2.5.2.2 Ajustes de las rigideces
2.5.3 Cálculo de resistencias de diseño
2.6 Método de la longitud efectiva
2.6.1 Limitaciones
2.6.2 Cálculo de las acciones de diseño
2.6.3 Resistencias de diseño
2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden
2.7.1 Limitaciones
2.7.2 Determinación de las acciones de diseño
2.7.3 Determinación del coeficiente C_m
2.7.3.1 Miembros flexocomprimidos sobre los que no obran cargas aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos
2.7.3.2 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos

3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS
3.1 Áreas de las secciones transversales
3.1.1 Generalidades
3.1.2 Área neta de miembros en tensión
3.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión
3.1.4 Placas de unión

3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local
3.2.1 Clasificación de las secciones
3.2.1.1 Miembros en compresión axial
3.2.1.2 Miembros en flexión
3.2.2 Relaciones ancho/grueso máximas
3.2.3 Ancho
3.2.3.1 Elementos planos no atiesados
3.2.3.2 Elementos planos atiesados
3.2.4 Grueso
3.2.5 Secciones tipo 4 (esbeltas) en elementos planos
3.2.5.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente
3.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente
3.2.6 Secciones circulares huecas

4. MIEMBROS EN TENSIÓN
4.1 Estados límite
4.2 Resistencia de diseño
4.3 Miembros armados
4.3.1 Separación entre elementos de unión
4.3.2 Elementos de unión entre piezas principales
4.4 Relaciones de esbeltez

5. MIEMBROS EN COMPRESIÓN
5.1 Estados límite
5.2 Resistencia de diseño
5.2.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos
5.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos
5.2.2.1 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría
5.2.2.2 Columnas de sección transversal con un eje de simetría
5.2.2.3 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría
5.2.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos
5.2.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular
5.3 Miembros armados por varios perfiles
5.3.1 Separación entre tornillos o soldaduras
5.3.2 Relaciones de esbeltez
5.3.3 Elementos para armar los miembros
5.3.3.1 Placas de unión perforadas
5.3.3.2 Celosías
5.3.4 Elementos perpendiculares a los principales

6. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)
6.1 Estados límite
6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales
6.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b
6.2.1.1 Método de los cuatro momentos
6.2.1.2 Método alterno
6.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
6.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$
6.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
6.4 Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
6.4.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$
6.4.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
6.4.3 Pandeo local del patín comprimido
6.5 Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
6.6 Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia
6.6.1 Fluencia
6.6.2 Pandeo local del patín comprimido
6.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas
6.7.1 Fluencia
6.7.2 Pandeo local del patín comprimido

6.7.3 Pandeo local del alma
6.8 Miembros de sección tubular circular
6.8.1 Fluencia
6.8.2 Pandeo local
6.9 Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
6.9.1 Fluencia
6.9.2 Pandeo lateral por flexotorsión
6.9.3 Pandeo local del patín de secciones T
6.9.4 Pandeo local del alma de secciones T en compresión por flexión
6.10 Ángulos sencillos
6.10.1 Fluencia
6.10.2 Pandeo lateral por flexotorsión
6.10.3 Pandeo local de un ala
6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza
6.11.1 Fluencia
6.11.2 Pandeo lateral por flexotorsión
6.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría
6.12.1 Fluencia
6.12.2 Pandeo lateral por flexotorsión
6.12.3 Pandeo local
6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas
6.13.1 Proporciones de vigas laminadas y trabes armadas
6.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión
6.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H
6.13.1.3 Cubreplacas
6.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles
6.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos
6.13.2 Dimensionamiento
6.13.3 Patines
6.13.4 Unión de alma y patines
6.13.5 Uniones
6.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas
6.13.7 Refuerzo del alma
6.13.8 Atiesadores transversales intermedios

7. MIEMBROS EN CORTANTE
7.1 Generalidades
7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
7.2.1 Resistencia en cortante
7.2.2 Atiesadores transversales
7.3 Campo de tensión diagonal
7.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal
7.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión
7.3.3 Atiesadores transversales
7.4 Ángulos sencillos
7.5 Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas
7.6 Tubos HSS de sección circular
7.7 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia
7.8 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

8. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS
8.1 Miembros en flexocompresión
8.1.1 Estados límite
8.1.2 Determinación de los momentos de diseño M_{uox}, M_{uoy}, M_{uox}*, M_{uoy}*
8.1.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares
8.1.3.1 Revisión de las secciones extremas
8.1.3.2 Revisión de la columna completa
8.1.3.3 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden
8.1.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares
8.1.4.1 Revisión de las secciones extremas
8.1.4.2 Revisión de la columna completa
8.1.5 Ecuaciones de interacción alternas

8.2 Miembros en flexotensión
8.2.1 Dimensionamiento
8.3 Miembros en flexión y cortante combinados

9. MIEMBROS COMPUESTOS
9.1 Consideraciones generales
9.1.1 Limitaciones de los materiales
9.1.2 Miembros compuestos durante la construcción
9.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas
9.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto
9.2 Columnas compuestas
9.2.1 Limitaciones
9.2.2 Resistencia en compresión
9.2.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto
9.2.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto
9.2.2.3 Pandeo por torsión o flexotorsión
9.2.3 Resistencia en tensión
9.2.4 Resistencia en flexión
9.2.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos
9.2.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos
9.2.4.3 Pandeo lateral torsional
9.2.5 Resistencia en combinaciones de cargas
9.2.5.1 Flexocompresión
9.2.5.2 Flexotensión
9.2.6 Resistencia en cortante
9.2.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero
9.2.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto
9.2.7.2 Resistencia en la superficie de contacto
9.2.8 Requisitos adicionales en el detallado
9.2.9 Análisis de segundo orden
9.3 Vigas compuestas
9.3.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis
9.3.2 Ancho efectivo
9.3.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante
9.3.4 Losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada (“steel-deck”)
9.3.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto
9.3.6 Resistencia durante la construcción
9.3.7 Conectores de cortante
9.3.7.1 Materiales
9.3.7.2 Fuerza cortante horizontal
9.3.7.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza
9.3.7.4 Resistencia de conectores de canal
9.3.7.5 Número de conectores
9.3.7.6 Colocación y espaciamiento de los conectores
9.3.8 Refuerzo de la losa
9.3.8.1 Refuerzo paralelo
9.3.8.2 Refuerzo transversal
9.3.9 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial
9.3.10 Resistencia en cortante
9.3.11 Deflexiones
9.3.11.1 Vigas de acero de alma llena
9.3.11.2 Armaduras y largueros de alma abierta
9.3.12 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones
9.3.13 Diafragmas compuestos y vigas colectoras
9.4 Casos especiales

10. CONEXIONES
10.1 Generalidades
10.1.1 Conexiones simples
10.1.2 Conexiones rígidas
10.1.3 Conexiones mínimas
10.1.4 Excentricidades

10.1.5 Juntas en miembros en compresión
10.1.6 Desgarramiento laminar (“lamellar tearing”)
10.1.7 Tornillos en combinación con soldadura
10.1.7.1 En obras nuevas
10.1.7.2 En obras ya construidas
10.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes
10.1.9 Empalmes en material grueso
10.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras
10.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas
10.2 Soldaduras
10.2.1 Generalidades
10.2.2 Metal de aportación
10.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base
10.2.3 Tipos de soldaduras
10.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras
10.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial
10.2.6 Soldaduras de filete
10.2.6.1 Tamaño mínimo
10.2.6.2 Tamaño máximo
10.2.6.3 Longitud
10.2.6.4 Soldaduras intermitentes
10.2.6.5 Juntas traslapadas
10.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete
10.2.6.7 Soldaduras de filete en agujeros y ranuras
10.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura
10.2.8 Resistencia de diseño
10.2.9 Combinación de soldaduras
10.3 Tornillos y partes roscadas
10.3.1 Tornillos de alta resistencia
10.3.2 Tornillos con apriete ajustado (apriete)
10.3.3. Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)
10.3.4 Tamaños de los agujeros
10.3.5 Agarres largos
10.3.6 Separaciones mínimas
10.3.7 Distancia mínima al borde
10.3.8 Separación y distancias al borde máximas
10.3.9 Tensión o cortante
10.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento
10.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción
10.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)
10.3.11.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio
10.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción
10.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas
10.3.12.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio
10.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos
10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
10.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión
10.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante
10.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión
10.4.4 Otros elementos de conexión
10.5 Placas de relleno
10.5.1 Juntas atornilladas
10.5.2 Juntas soldadas
10.6 Empalmes
10.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento
10.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante
10.6.1.2 Rodillos o mecedoras en apoyos libres
10.7 Barras de anclaje e insertos
10.8 Almas y patines con cargas concentradas
10.8.1 Bases para el diseño
10.8.2 Flexión local de los patines
10.8.3 Flujo plástico local del alma

10.8.4 Abollamiento (crippling) local de almas
10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral
10.8.6 Pandeo en compresión del alma
10.8.7 Resistencia en cortante del alma en conexiones rígidas
10.8.8 Atiesadores
10.8.9 Placas adosadas al alma
10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas
10.9.1 Definiciones
10.9.2 Propiedades del material
10.9.2.1 Juntas atornilladas
10.9.2.2 Juntas soldadas
10.9.3 Configuraciones de la conexión
10.9.4 Condiciones de carga de diseño
10.9.5 Acciones de diseño
10.9.5.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo
10.9.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo
10.9.6 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)
10.9.7 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales
10.9.8 Revisión del alma de la columna
10.9.9 Patines de las vigas
10.9.10 Vigas conectadas al alma de la columna

11. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
11.1 Disposiciones generales
11.2 Contraflechas
11.3 Expansiones y contracciones
11.4 Deflexiones
11.5 Vibraciones
11.6 Desplazamientos laterales
11.7 Fuego y explosiones
11.8 Durabilidad

12. ESTRUCTURAS DÚCTILES
12.1 Requisitos generales
12.1.1 Materiales
12.1.2 Miembros en flexión
12.1.2.1 Requisitos geométricos
12.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante
12.1.2.3 Contraventeo lateral
12.1.3 Miembros flexocomprimidos
12.1.3.1 Requisitos geométricos
12.1.3.2 Resistencia mínima en flexión
12.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante
12.1.4 Uniones viga columna
12.1.4.1 Contraventeo
12.1.5 Empalmes de columnas
12.1.5.1 Ubicación
12.1.5.2 Resistencia requerida
12.1.5.3 Resistencia en cortante
12.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme
12.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica
12.1.6.1 Zonas protegidas
12.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica
12.1.7 Relaciones ancho/grueso
12.1.8 Requisitos adicionales
12.2 Marcos rígidos de acero
12.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta (Q=4)
12.2.1.1 Vigas
12.2.1.2 Soporte lateral de vigas
12.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas
12.2.1.4 Columnas
12.2.1.5 Uniones viga columna

12.2.1.6 Empalmes de columnas
12.2.1.7 Zonas protegidas
12.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica
12.2.1.9 Resistencia de las conexiones
12.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media (Q=3)
12.2.2.1 Vigas
12.2.2.2 Soporte lateral de vigas
12.2.2.3 Columnas
12.2.2.4 Uniones viga columna
12.2.2.5 Empalmes de columna
12.2.2.6 Zonas protegidas
12.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica
12.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja (Q=2)
12.2.3.1 Vigas
12.2.3.2 Soporte lateral de vigas
12.2.3.3 Columnas
12.2.3.4 Relaciones ancho/grueso
12.2.3.5 Uniones viga columna
12.2.3.6 Zonas protegidas
12.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica
12.2.4 Marcos rígidos con armaduras especiales (ductilidad media, Q=3)
12.2.4.1 Alcance
12.2.4.2 Bases de diseño
12.2.4.3 Análisis
12.2.4.4 Requisitos del sistema
12.2.4.5 Miembros
12.2.4.6 Conexiones
12.2.5 Marcos rígidos con armaduras ordinarias (ductilidad baja, Q=2)
12.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad media (Q=2)
12.2.6.1 Bases de diseño
12.2.6.2 Requisitos del sistema
12.2.6.3 Miembros
12.2.6.4 Conexiones
12.2.7 Columnas en voladizo de ductilidad baja (Q=1.5)
12.3 Marcos contraventeados
12.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos (ductilidad alta, Q=4)
12.3.1.1 Análisis
12.3.1.2 Requisitos básicos
12.3.1.3 Eslabones
12.3.1.4 Atiesadores en los eslabones
12.3.1.5 Zonas protegidas
12.3.1.6 Conexiones
12.3.1.7 Soporte lateral del eslabón
12.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta (Q=4)
12.3.2.1 Bases del diseño
12.3.2.2 Introducción
12.3.2.3 Análisis
12.3.2.4 Resistencia
12.3.2.5 Requisitos del sistema
12.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica
12.3.2.7 Conexiones
12.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)
12.3.3.1 Diseño
12.3.3.2 Análisis
12.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales
12.3.3.4 Diagonales de contraventeo
12.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.
12.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales
12.3.3.7 Zonas protegidas
12.3.3.8 Soldaduras de demanda critica
12.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)
12.3.4.1 Diseño

12.3.4.2 Análisis
12.3.4.3 Requisitos del sistema
12.3.4.4 Diagonales de contraventeo
12.3.4.5 Conexiones de las diagonales de contraventeo
12.3.5 Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión (ductilidad baja, Q=1)
12.3.6 Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento
12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, Q=4)
12.4.1 Bases de diseño
12.4.2 Análisis
12.4.3 Requisitos del sistema
12.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)
12.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB
12.4.3.3 Contraventeo
12.4.3.4 Aberturas en el alma
12.4.4 Miembros
12.4.4.1 Requisitos básicos
12.4.4.2 Almas
12.4.4.3 Zonas protegidas
12.4.5 Conexiones
12.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica
12.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB
12.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde
12.4.5.4 Empalmes de columnas
12.4.6 Almas perforadas
12.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular
12.4.6.2 Cortes de esquina reforzados
12.5 Marcos rígidos compuestos
12.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta (Q=4)
12.5.1.1 Requisitos generales
12.5.1.2 Bases de diseño
12.5.1.3 Análisis
12.5.1.4 Requisitos del sistema
12.5.1.5 Miembros
12.5.1.6 Conexiones
12.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media (Q=3)
12.5.2.1 Requisitos generales
12.5.2.2 Bases de diseño
12.5.2.3 Análisis
12.5.2.4 Requisitos del sistema
12.5.2.5 Miembros
12.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja (Q=2)
12.5.3.1 Requisitos generales
12.5.3.2 Bases de diseño
12.5.3.3 Análisis
12.5.3.4 Requisitos del sistema
12.5.3.5 Miembros
12.5.3.6 Conexiones
12.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad alta (Q=4)
12.5.4.1 Requisitos generales
12.5.4.2 Bases de diseño
12.5.4.3 Análisis
12.5.4.4 Requisitos del sistema
12.5.4.5 Miembros
12.5.4.6 Conexiones
12.6 Marcos compuestos con contraventeos
12.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos (Q=4)
12.6.1.1 Requisitos generales
12.6.1.2 Bases de diseño
12.6.1.3 Análisis
12.6.1.4 Requisitos del sistema
12.6.1.5 Miembros
12.6.1.6 Conexiones

12.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo (Q=4)
12.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)
12.6.3.1 Requisitos generales
12.6.3.2 Bases de diseño
12.6.3.3 Análisis
12.6.3.4 Requisitos del sistema
12.6.3.5 Miembros
12.6.3.6 Conexiones
12.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)
12.6.4.1 Requisitos generales
12.6.4.2 Bases de diseño
12.6.4.3 Análisis
12.6.4.4 Requisitos del sistema
12.6.4.5 Miembros
12.6.4.6 Conexiones

13. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
13.1 Planos y dibujos
13.2 Fabricación
13.2.1 Enderezado
13.2.2 Cortes
13.2.3 Estructuras soldadas
13.2.3.1 Preparación del material
13.2.3.2 Armado
13.2.3.3 Soldaduras de penetración completa
13.2.3.4 Precalentamiento
13.2.3.5 Inspección
13.2.4 Estructuras atornilladas
13.2.4.1 Armado
13.2.4.2 Agujeros para construcción atornillada
13.2.5 Tolerancias en las dimensiones
13.2.6 Acabado de bases de columnas
13.2.7 Pintura
13.3 Montaje
13.3.1 Condiciones generales
13.3.2 Anclajes
13.3.3 Conexiones provisionales
13.3.4 Tolerancias
13.3.5 Alineado y plomeado
13.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

APÉNDICE A. DISEÑO PLÁSTICO
A.1 Requisitos generales
A.2 Requisitos de ductilidad
A.2.1 Material
A.2.2 Sección transversal
A.2.3 Longitud sin soporte lateral
A.2.4 Fuerza axial
A.3 Requisitos para el análisis
A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia
A.3.2 Imperfecciones geométricas
A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

APÉNDICE B. PLACAS BASE
B.1 Diseño de placas base
B.1.1 .....En compresión axial (columnas de sección I o circular)
B.1.2 En tensión axial
B.1.3 En cortante
B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial
B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto
B.3 Resistencia en flexión de la placa base
B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje

B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas
B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión
B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas
B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión
B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje
B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas
B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto
B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas
B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME
C.1 Tipos de nudos o conexiones
C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)
C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)
C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)
C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras
C.3.1 Elementos HSS circulares
C.3.2 Elementos HSS rectangulares
C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS
C.4.1 Elementos HSS circulares
C.4.2 Elementos HSS rectangulares
C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

APÉNDICE D. DISEÑO POR FATIGA
D.1 Aspectos generales
D.2 Diseño por fatiga
D.2.1 Material simple y juntas soldadas
D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje
D.3 Grúas viajeras
D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte
D.3.2 Cargas dinámicas

APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO
E.1 Edificios industriales
E.2 Acciones
E.2.1 Combinaciones de acciones
E.3 Estructuración
E.3.1 Dirección transversal
E.3.2 Dirección longitudinal
E.4 Diseño de las armaduras
E.5 Diseño de las columnas
E.6 Diseño por sismo
E.6.1 Dirección longitudinal
E.6.2 Dirección transversal
E.7 Análisis

APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO
F.1 Aspectos generales
F.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas

APÉNDICE G. DOCUMENTOS DE CONSULTA
G.1 Significado de las abreviaturas

NOTACIÓN

A área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular; área total de la sección transversal de un miembro; área total de un eslabón
A_1 área efectiva del concreto bajo soporte directo; área de una placa base
A_2 área del dado de apoyo de una placa base
A_{MB} área de la sección transversal del metal base de una soldadura
A_N área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas

A_{No} área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
A_S área efectiva de una soldadura
A_a área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento; área del perfil de acero de una sección compuesta; área del alma de un eslabón
A_{ap} área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto; área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
A_{at} área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga–columna
A_b área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o barra roscada
A_c área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal en un elemento vertical de borde; área de la superficie de contacto entre una placa base y el mortero de relleno o superficie de concreto
A_{cc} área de la sección transversal de un conector
A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta
A_e área neta efectiva de la sección transversal de un miembro
A_l área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de cimentación
A_n área neta de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal
A_{nc}, A_{nt} áreas netas sujetas a cortante y a tensión, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla
A_{np} área neta del patín en tensión
A_p área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial
A_{pc} área del patín comprimido
$A_{pl\ req}$ área requerida de la placa base
A_{pt} área total del patín en tensión
A_{pv} área del patín de viga
A_r área del acero de refuerzo longitudinal de una sección compuesta
A_s área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta
A_{sc} área de la sección transversal del vástago de un conector
A_t área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal de una columna compuesta
A_{tc} área total sujeta a cortante
A_v área de la sección transversal de un elemento horizontal de borde; área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante
A_{vo} área del cono completo de concreto para un ancla en cortante
a distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; tamaño de la pierna de una soldadura de filete
a mitad de la longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de una placa sometida a tensión
a_r cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una sección I
a’ longitud continua de la soldadura en el borde de una cubreplaca que la une con una viga o trabe armada
B factor utilizado para el cálculo del momento nominal de pandeo lateral por flexotorsión de un miembro de sección T
B ancho total de una sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; ancho de una placa base; ancho total de un miembro tubular rectangular principal, medido a 90 grados del plano de la conexión
B_1, B_2 factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
B_b ancho total de miembros del alma rectangulares, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
B_{bi} ancho total del miembro rectangular del alma que se monta sobre otro
B_{bj} ancho total del miembro rectangular del alma que queda debajo de otro
B_p ancho de una placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
b ancho de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H; ancho del ala comprimida de un ángulo; ancho del ala que resiste la fuerza cortante; ancho interior de una sección cajón
b la mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín, para miembros de sección canal, de elementos flexionados alrededor del eje de menor inercia
b_a ancho del agujero de acceso de una placa de unión perforada
b_c dimensión menor de la sección transversal de una columna compuesta embebida
b_e ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta
b_{eoi} ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada a la cuerda
b_{eov} ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada al miembro superpuesto
b_p ancho total del patín de una sección I, H o canal; ancho del patín de una columna
b_{pc} ancho del patín comprimido
b_{pt} ancho del patín en tensión
C_1 incremento de la distancia al borde para un agujero estándar

C_a constante de torsión por alabeo
C_b factor que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión
C_b factor de amplificación por deflexión de un contraventeo restringido al pandeo
C_c coeficiente de rigidez para el concreto
C_c resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_f fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta
C_f constante para el cálculo de la amplitud de esfuerzos permisibles
C_m coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante
C_{pr} coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores
C_r coeficiente para el pandeo del alma
C_r resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión de una viga compuesta
C_v coeficiente para el cortante del alma
c distancia mínima al borde desde un ancla o el centroide de un grupo de ellas
c_1 distancia al borde en la dirección de la carga
c_2 distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga
c_a distancia crítica
c_{max} distancia máxima al borde
c_{min} distancia mínima al borde
D diámetro exterior de una sección circular hueca; diámetro de los agujeros de una placa perforada
D_b diámetro exterior de una diagonal o montante circular
d ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de placas de unión de una columna armada; diámetro nominal de un tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre
d_c peralte total de una columna
d_o diámetro nominal de un ancla
d_r diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal de una columna compuesta embebida
d_{rt} diámetro del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
d_v peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)
E módulo de elasticidad del acero (200000 MPa, 2040000 kg/cm²)
EI^* rigidez efectiva reducida en flexión de una columna compuesta
EI_e rigidez efectiva en flexión de una columna compuesta
E_c módulo de elasticidad del concreto
e longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna; distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
e excentricidad de diseño de una placa base; excentricidad en una conexión de armadura
e_N' excentricidad de la carga con respecto al centroide de las anclas en tensión
e_{crit} excentricidad crítica de una placa base
e_h longitud del gancho de una barra de anclaje con gancho
e' distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
F_C factor de carga que se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
F_{EXX} clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico
F_L esfuerzo de flexión del patín en compresión
F_{MB} resistencia nominal del metal base, para diseño de soldaduras
F_R factores de reducción de las resistencias que se indican en estas Normas
F_{SR} amplitud de esfuerzos permisibles
F_{TH} umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles
F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, pandeo local o pandeo por cortante
F_e esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; esfuerzo crítico de Euler
F_{ex}, F_{ey}, F_{ez} esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión
F_{in} esfuerzo nominal de adherencia acero-concreto, 0.40 MPa (4 kg/cm²)
F_n esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nc} esfuerzo nominal en cortante de un tornillo o barra roscada
F_{nt} esfuerzo nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nt}' esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes
F_{ns} resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
F_s resistencia nominal del metal del electrodo, para diseño de soldaduras
F_t esfuerzo resistente nominal de tensión de un ancla

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión; esfuerzo último en cortante de un conector de una columna compuesta
F_{ub} esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero de una diagonal o montante
F_{ue} esfuerzo último esperado
F_v resistencia nominal en cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico
F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión
F_{ya} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma
F_{yat} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del atiesador
F_{yb} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una diagonal o montante
F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una columna
F_{ye} esfuerzo de fluencia esperado
F_{yi} valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una placa
F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, del refuerzo transversal de una columna compuesta
F_{ys} valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
f esfuerzo de compresión en un elemento plano
f_a esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño
f_{cr} módulo de ruptura del concreto
f_c' resistencia especificada del concreto en compresión
f_c'' magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto en compresión
f_o frecuencia fundamental de vibración
f_p esfuerzo de aplastamiento
f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto
f_{rc} esfuerzo cortante requerido
f_{sr} amplitud de variación de esfuerzos
f_{srmax} amplitud máxima de variación de esfuerzos
f_t esfuerzo de tensión calculado en una región de un miembro
G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (77200 MPa, 784000 kg/cm²)
g separación transversal centro a centro entre dos agujeros para tornillos (gramil); separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
g aceleración de la gravedad
H peralte total de una sección en cajón o I de patines anchos, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; peralte total de un miembro tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
H altura de un entrepiso
H fuerza horizontal
H_b peralte total de una diagonal o montante tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
H_c altura de una columna entre intersecciones con vigas; altura libre de una columna (y de la placa del alma) entre los patines de la viga para marcos con muros de placa
H_s longitud de un conector soldado
h peralte del alma de una viga o trabe armada; distancia libre entre patines menos las soldaduras de filete o las curvas de unión en secciones laminadas; en miembros armados, distancia entre líneas adyacentes de tornillos; en miembros soldados, distancia libre entre patines; distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión; distancia entre ejes de los elementos horizontales de borde
h_c en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los dos patines
h_{cc} peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
h_{ef} longitud de anclaje
h_o distancia entre los centroides de los patines
h_p en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines
h_r altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada
I índice de estabilidad de un entrepiso
I momento de inercia
I_a momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta
I_{at} momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales
I_{at1} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma

I_{at2} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión
I_a' momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma
I_c momento de inercia de la sección de concreto de una viga compuesta; momento de inercia de un elemento vertical de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I_e momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta
I_r momento de inercia del acero del refuerzo longitudinal de una viga compuesta
I_{tr} momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada
I_t' momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma
I_v momento de inercia de un elemento horizontal de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I_w momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
I_x momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor de su eje centroidal y principal X; momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X; momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal
I_y momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor del eje centroidal y principal Y; momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma de una sección I; momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical
I_{yc} momento de inercia del patín en compresión de una sección I o H en flexión, alrededor del eje Y
I_z momento de inercia con respecto al eje principal de menor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
J constante de torsión de Saint Venant
K factor de longitud efectiva
KL longitud efectiva de una columna
KL/r relación de esbeltez de una columna
$(KL/r)_0$ relación de esbeltez de un miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado
$(KL/r)_m$ relación de esbeltez modificada de un miembro armado
K_b rigidez de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
K_c factor de confinamiento
K_i factor de longitud efectiva de un elemento individual de un miembro armado por varios perfiles
K_s rigidez secante bajo cargas de servicio de una conexión parcialmente restringida
K_x, K_y, K_z factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
k coeficiente de pandeo de placas
k distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma; radio exterior de las esquinas de una sección HSS
k_c coeficiente para algunos elementos esbeltos no atiesados
k_c en anclajes, coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
k_{cp} en anclajes, coeficiente para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del concreto
k_v coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma
L longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga; distancia entre ejes de los elemento verticales de borde
L_c distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o el extremo del material
L_g distancia al borde de una losa compuesta
L_h distancia entre puntos de formación de articulaciones plásticas
L_{in} longitud de introducción de la carga en una columna compuesta
L_{pc} distancia libre entre los patines de los elementos verticales de borde
L_{pd} longitud máxima sin arriostramiento lateral en un segmento de un miembro prismático en el que se formarán articulaciones plásticas
L_r longitud característica, de un miembro en flexión, que separa los intervalos de pandeo lateral inelástico y plástico
L_s longitud del segmento especial de un marco rígido con armadura
L_u longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p
L_v distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo de un tubo de sección circular hueca
L_x, L_y, L_z longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión
L_{ysc} longitud efectiva de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
l longitud de una soldadura; longitud de una conexión; longitud de aplastamiento; claro del piso; longitud de apoyo de una carga
l_a longitud del agujero de acceso de una placa de unión perforada
l_b longitud de una viga
l_c longitud de una columna
l_{cc} longitud de un conector de cortante de sección canal
l_e longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros HSS rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura

l_{ov} longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
l_p longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
M momento que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos armados; momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
M_1, M_2 menor y mayor de los momentos, en valor absoluto, en los extremos de un segmento no soportado lateralmente
M_1' momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a M_2
M_A momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_B momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
M_C momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_R resistencia de diseño en flexión
M_{RC} resistencia de diseño en flexión de una viga compuesta
M_{RX}, M_{RY} resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 o 4
M_b resistencia mínima de diseño en flexión de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
M_{cr} momento crítico de una columna compuesta
M_{csrc}^* momento resistente esperado de una conexión semirrígida compuesta, en la intersección del paño con los de las columna
M_{csrc}^+, M_{csrc}^- momentos resistentes positivo y negativo, respectivamente, de conexiones semirrígidas compuestas para una rotación de 0.02
$M_{c\text{-}ip}$ resistencia de diseño en flexión en el plano
$M_{c\text{-}op}$ resistencia de diseño en flexión fuera del plano
M_e momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión
M_{max} momento flexionante máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas; momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante
M_{mid} momento en el centro de la longitud sin arriostrar
M_n momento resistente nominal
M_n^+, M_n^- momentos resistentes nominales positivo y negativo, respectivamente, de una viga compuesta
M_{nc} resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial de un marco rígido con armadura
M_{ou} momento máximo entre apoyos, debido a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
M_p momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión
M_{pc} menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis de un empalme de columna
M_{pe} resistencia plástica esperada en flexión de una viga
M_{pr} momento máximo probable en la articulación plástica
M_{pv} momento plástico resistente nominal de una viga
M_{px}, M_{py} momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
M_r momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta
$M_{r\text{-}ip}$ resistencia requerida en flexión en el plano
$M_{r\text{-}op}$ resistencia requerida en flexión fuera del plano
M_s momento máximo resistente de una conexión semirrígida
M_{ti} momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación impedido)
M_{tp} momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por acciones que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación permitido)
M_u momento último requerido; momento flexionante máximo de diseño
M_{uox}, M_{uoy} momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión
M_{uox}^*, M_{uoy}^* momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión
M_{uv} momento de diseño debido a la aplicación de la fuerza cortante
M_{ux}, M_{uy} momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una columna compuesta en flexocompresión
M_v momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
M_y momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales)
m número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in}
m longitud crítica probable del volado de una placa base
m exponente que depende de la categoría en estudio para el diseño por fatiga
N número de conectores de cortante para la transferencia de carga en una viga compuesta
N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una fuerza lineal; longitud de una placa base

N_S número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
N_b número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
N_i fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i
N_i número de ciclos para el porcentaje de carga máxima i
N_r número de filas horizontales de perforaciones en un muro de placa; número de conectores en una nervadura en su intersección con una viga compuesta
N_y resistencia en tensión de las anclas
n coeficiente adimensional en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos
n número de planos paralelos en los que están colocadas las placas de unión de columnas armadas
n relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
n longitud crítica probable del volado de una placa base
n_{SR} número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil
n’ longitud crítica probable del volado de una placa base
O_v l_{ov} / l_p x 100, en porcentaje
P fuerza vertical; fuerza axial máxima que aplican los contraventeos concéntricos a columnas o vigas; fuerza axial en un miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante calculado en un análisis dinámico no lineal
P_R resistencia de diseño de una columna en compresión axial
P_a resistencia en compresión de un elemento de acero estructural de una columna compuesta
P_b resistencia en compresión de un arriostramiento lateral para vigas de marcos rígidos compuestos
P_{bx} fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
P_c resistencia en compresión del concreto de una columna compuesta; resistencia axial de diseño
P_e carga crítica de pandeo de Euler; carga crítica de pandeo elástico de un miembro compuesto
P_{e1} carga crítica de pandeo elástico de una columna
P_{e2} carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna
P_{in} perímetro de la superficie efectiva de adherencia del mecanismo de resistencia de carga de adherencia directa de una columna compuesta
P_n resistencia disponible en compresión del segmento especial de un marco rígido con armadura; resistencia axial nominal
P_{nc} resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas de un marco rígido con armadura; resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial de un marco rígido con armadura
P_{nt} resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
P_o resistencia nominal en compresión de la sección transversal de una columna compuesta
P_p resistencia en compresión de columnas compuestas formadas por perfiles tipo 1 o 2 de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto
P_r resistencia en compresión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia requerida en compresión
P_u fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en tensión o en flexotensión
P_{uc} fuerza axial de diseño en compresión de una columna
P_y fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material
P_{ye} fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia esperado del material
Q factor de comportamiento sísmico
Q_f parámetro de interacción de los elementos del alma de una conexión HSS
Q_n resistencia nominal de un conector de cortante
R radio de la superficie de una junta para el tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas; radio de los cortes en un muro de placa
R_{Ca} resistencia máxima ajustada de diseño en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
R_F factor de reducción, por soldadura, de la amplitud de esfuerzos permisibles
R_N resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H
R_{Ta} resistencia máxima ajustada de diseño en tensión de un contraventeo restringido al pandeo
R_V resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes
R_b resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión de un ancla en concreto fisurado
R_c resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial
R_{cc} resistencia de diseño en compresión de la sección de concreto de una columna compuesta
R_f factor de reducción de la resistencia de un conector de una viga compuesta
R_n resistencia nominal por aplastamiento del material conectado; resistencia nominal de elementos de conexión
R_t menor resistencia en tensión del anclaje; resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión
R_u cociente del esfuerzo esperado de ruptura en tensión entre el mínimo especificado
R_v la menor resistencia en cortante del anclaje; resistencia de diseño en cortante de una placa base

R_{va} resistencia de diseño en cortante de una columna y placa base empotradas
R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado
r, r_x, r_y radios de giro
r_i radio de giro mínimo de un elemento individual de miembros armados por varios perfiles
r_o radio polar de giro
r_{str} resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo
r_z radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia de un ángulo respecto al centro de torsión
S módulo de sección elástico
S separación de los atiesadores de un eslabón
S_a módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión
S_c módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido de un ángulo
S_{diag} distancia mínima entre los centros de los agujeros de un muro de placa perforado
S_e módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4; módulo de sección elástico efectivo referido al patín en tensión de vigas en construcción compuesta parcial
S_h distancia de la cara de la columna a la articulación plástica en la viga
S_{ip} módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano
S_{op} módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano
S_{min} módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión
S_{tr} módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero
S_x módulo de sección elástico respecto al eje X; módulo de sección elástico respecto al eje de mayor momento de inercia
S_{xc}, S_{xt} módulos de sección elásticos de una sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X
S_y módulo de sección elástico respecto al eje Y; módulo de sección elástico respecto al eje de menor momento de inercia
s separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos para tornillos, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso); distancia entre ejes de vigas compuestas; separación del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
s_{cc} separación entre conectores distribuidos en la longitud L_{in}
s_o separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza
T fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico
T_b fuerza de pretensión mínima en un tornillo de alta resistencia
T_r resistencia en tensión del acero de refuerzo de una columna compuesta
T_r resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte, de una viga compuesta
T_u fuerza de tensión que actúa en una conexión de deslizamiento crítico; fuerza axial máxima de tensión de diseño, N (kg)
t grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada
t ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
t_a grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del alma de una sección I, H, T o canal; grueso del alma de un muro de placa
t_b grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma
t_{bi} grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma del elemento que se monta sobre otro
t_{bj} grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma del elemento que queda debajo
t_c grueso del alma de una columna
t_{ef} grueso efectivo de la placa de un muro de placa dúctil
t_p grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H; grueso de una placa
t_s la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de una diagonal o placa
U coeficiente de reducción del área para calcular el área neta efectiva
U relación de uso
U_{bs} coeficiente de reducción, para determinar la resistencia de ruptura en bloque por cortante
u relación entre la carga axial de diseño producida por cargas muertas y constantes, y la carga axial de diseño total producida por cargas muertas y vivas; no debe ser mayor que 1.0; se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
V cortante que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos para armar miembros
V_R resistencia de diseño en cortante
V_{TR} resistencia en cortante de la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_{Tu} fuerza última de cortante que actúa en la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_a resistencia en cortante del perfil de acero estructural de una columna compuesta

V_{ap} cortante ocasionado por la formación de una articulación plástica en un marco rígido, que considera la sobrerresistencia del material
V_c resistencia en cortante de la sección de concreto de una columna compuesta
V_{c1} la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador
V_{c2} la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal
V_{fv} cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de una viga
V_n resistencia nominal en cortante
V_p cortante de plastificación del eslabón
V_r la mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes a un atiesador; resistencia en cortante del acero de refuerzo de una columna compuesta
V_u resistencia requerida en cortante
W_i carga gravitacional que actúa en el nivel i
w ancho de la placa de una conexión; ancho de una cubreplaca; tamaño nominal de soldadura de filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión
w suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud
w_r ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada
X_r factor para calcular la longitud característica L_r
X_u factor para calcular la longitud característica L_u
x_o, y_o distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
$\bar{x}$ excentricidad de una conexión
Y longitud de aplastamiento del concreto
Y_t ajuste para la comparación de las cantidades F_u A_{np} y F_y A_{pt} para el cálculo de la resistencia nominal en flexión de vigas laminadas y trabes armadas
y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta
Z módulo de sección plástico
Z_c módulo de sección plástico de una columna
Z_b módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
Z_o distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante con respecto al centroide de un ángulo
Z_x, Z_y módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
α ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal; ángulo de fluencia del alma de un muro de placa medido con respecto a la vertical; ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros de un muro de placa perforado, con respecto a la vertical, grados
α_i relación de la amplitud de esfuerzo i, respecto a la amplitud máxima
β factor de reducción para calcular la longitud efectiva de una soldadura de filete
β factor de ajuste de la resistencia en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
β cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para miembros HSS circulares; cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para HSS rectangulares
β_{ef} relación efectiva de anchos, suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
β_w propiedad de la sección de ángulos de lados desiguales
γ relación de esbeltez de la cuerda
γ_p ángulo de rotación inelástico del eslabón, radianes
Δ, Δ_{OH}, Δ_x desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso
δ relación entre la gravedad y la deflexión máxima, s^{-2}
δ_{bm} distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
δ_{bx} deformación axial elástica de la longitud efectiva de un contraventeo restringido al paneo
δ_o deflexión máxima entre apoyos, debida a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
ε_{CRP} deformación unitaria del núcleo de acero de un contraventeo restringido al pandeo
ε_{bm} deformación axial asociada a la distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
ε_f deformación unitaria del concreto producida por contracción libre, igual a $200x10^{-6}$
ε_y deformación axial de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
η factor para el cálculo del esfuerzo en el concreto en compresión para columnas compuestas circulares rellenas
η parámetro de la longitud de aplicación de la carga para miembros HSS rectangulares; cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda
θ ángulo que forman los elementos de una celosía con el eje longitudinal del miembro armado completo; ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de una soldadura; ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda; ángulo de rotación de una conexión semirrígida
θ_i ángulo agudo entre el miembro del alma que se monta sobre el otro y la cuerda

θ_i ángulo agudo entre el miembro del alma que queda debajo del otro y la cuerda
θ_s rotación correspondiente a la rigidez secante K_s, de una conexión semirrígida
θ_y rotación de fluencia
λ parámetro de esbeltez de una columna; parámetro para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
λ_c parámetro de esbeltez
λ_{da} valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad alta
λ_{dm} valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media
λ_{max} valor límite de las relación ancho/grueso para columnas compuestas de secciones esbeltas tipo 4
λ_p valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 2
λ_{pl} valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 1
λ_{pp} valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 2
λ_r valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 3
λ_{rp} valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 3
λ_x parámetro de esbeltez de una columna respecto al eje de mayor momento de inercia, X
μ coeficiente de deslizamiento medio; coeficiente de fricción
ΣH fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él)
ΣM_{csrc}^* suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a una junta
ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales de las columnas situadas arriba y debajo del empalme de una columna
ΣM_{pc}^* suma de momentos de diseño en las columnas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣM_{pv}^* suma de momentos de diseño en las vigas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣP_u fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso)
ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo
ξ relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda
ρ masa por unidad de longitud
ρ relación entre el cociente de la carga axial de diseño entre la fuerza axial que ocasiona la plastificación, y el cociente de la fuerza cortante de diseño entre la fuerza cortante de plastificación del eslabón
ρ_{sr} cuantía de acero de refuerzo longitudinal de una columna compuesta
τ cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
χ factor de reducción por esbeltez en columnas en compresión axial
ψ_1 factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_2 factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_3 factor para considerar anclaje pos-instalado en concreto no agrietado en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_4 factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_5 factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a extracción de un sistema de anclaje
ψ_6 factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
ψ_7 factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
ψ_8 factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a cortante del concreto en un sistema de anclaje
ω factor de ajuste de endurecimiento por deformación de un contraventeo restringido al pandeo

1. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las secciones siguientes:

1.1. Alcance
1.2. Unidades
1.3. Disposiciones complementarias
1.4. Materiales
1.5. Especificaciones y dibujos de diseño
1.6. Criterios de diseño
1.7. Tipos de estructuras y métodos de análisis
1.8. Estructuras regulares o irregulares

1.1 Alcance

En estas Normas se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios urbanos y fabriles. Para puentes, tanques, torres para antenas, estructuras industriales no convencionales, y otras estructuras especiales, o de características poco comunes, pueden necesitarse reglas, especificaciones o recomendaciones adicionales.

En todas las estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas en las que deban considerarse combinaciones de cargas que incluyan sismo, deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 a 11 y del 12, más las partes adecuadas de los Apéndices A a F. En todos los casos se utilizará la condición más desfavorable.

1.2 Unidades

En las ecuaciones y expresiones que aparecen en estas Normas se utilizan las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son:

Fuerza	kg (kilogramo)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm^2

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Disposiciones complementarias

Cuando en estas Normas no se cubra algún tópico, o esté tratado de manera poco detallada, se recurrirá a la literatura especializada, siempre y cuando se satisfagan los requisitos mínimos establecidos en estas Normas; algunas de las publicaciones más útiles se indican en el Apéndice G.

1.4 Materiales

Los perfiles estructurales y placas que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas, así como los tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura, son los que se indican en los incisos 1.4.1 a 1.4.7. Pueden utilizarse otros materiales y productos, diferentes de los indicados, si son aprobados por el diseñador y la Administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayes realizados en un laboratorio acreditado por la entidad reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

En los Capítulos 10 y 12 se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia, F_y, y de ruptura en tensión, F_u, que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayes de los productos laminados.

1.4.1 Acero estructural

B-254 (ASTM A36/A36M) –	Acero estructural.
B-099 (ASTM A529/A529M) –	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (2 950 kg/cm²).
B-282 (ASTM A242/A242M) –	Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.
B-284 (ASTM A572/A572M) –	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso–vanadio.
(ASTM A588/A588M) –	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 345 MPa (3 515 kg/cm²).
(ASTM A913/A913M) –	Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, producidos por un proceso de tratamiento térmico especial.
(ASTM A992/A992M) –	Acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.
B-177 (ASTM A53, grado B) –	Tubos de acero, con o sin costura.
B-199 (ASTM A500) –	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.
B-200 (ASTM A501) –	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura.

En la tabla 1.4.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados arriba.

La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia en esa dirección, determinado por medio de ensayes estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita escoger el material más adecuado.

1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas

Los perfiles laminados con patines de grueso mayor que 50 mm y las secciones formadas por placas de grueso mayor de 50 mm se consideran, respectivamente, perfiles laminados pesados y secciones armadas pesadas. Cuando se emplean como miembros sometidos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión, producidos por fuerzas de tensión o por flexión, y se empalman o conectan a otros miembros con soldaduras de penetración completa, que funden el espesor completo de las placas, unos y otras deben tener una tenacidad mínima promedio de 27 J a una temperatura máxima de 294 K (21 °C), obtenida con una prueba de impacto Charpy con muesca en V.

Cuando un perfil laminado pesado o una sección armada pesada se suelda a la superficie de otro perfil con soldadura de penetración completa, el requisito anterior se aplica solo al perfil que tiene metal de aportación fundido en todo su grueso.

Los requisitos mencionados arriba no se aplican si los empalmes y conexiones se hacen con tornillos.

Nota: En estructuras que se construirán en zonas sísmicas los requisitos son más severos (Capítulo 12).

1.4.2 Remaches

Los remaches no se emplean en estructuras modernas para edificios y similares; han sido sustituidos por la soldadura y los tornillos de alta resistencia; sin embargo, hasta hace unos sesenta años todas las conexiones, tanto de taller como de campo, eran remachadas, y aparecen cuando se rehabilitan o modernizan edificios antiguos. Por eso conviene tener conocimientos, aunque sean limitados, sobre el uso de los remaches, y completarlos con manuales y libros de texto de la época en que se usaban.

Tabla 1.4.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Norma			Propiedades Mecánicas			
			F_y (3)		F_u (4)	
Aceros al Carbono						
NMX (1)	ASTM (2)	Grado (Gr.)	MPa	kg/cm^2	MPa	kg/cm^2
B-254	A36		250	2,530	400	4,080
B-177	A53	B	240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
		C	315	3,235	425	4,360
			345	3,515	425	4,360
B-200	A501	A	250	2,530	400	4,080
		B	345	3,515	485	4,920
B-099 (7)	A529	50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
	A992		345	3,515	450	4,570
- B-248 B-248	A1008 (6) A1011 (6) A1018 (6)	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	485	4,920
		70	485	4,920	550	5,625
		80	550	5,625	620	6,330
Aceros de Alta Resistencia Resistentes a la Corrosión						
	A618	I y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242		290	2,955	435	4,430
			315	3,235	460	4,710
			345	3,515	485	4,920
	A588 (5)		345	3,515	485	4,920
B-277	A606 (6)		345	3,515	485	4,920
	A847		345	3,515	485	4,920
Aceros con Templado y Revenido						
	A514		620	6,330	690	7,030
			690	7,030	760	7,735
	A678 (8)		345	3,515	485	4,920
	A852 (8)		485	4,920	620	6,330

Notas:
(1) Norma Mexicana
(2) American Society for Testing and Materials
(3) Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia
(4) Valor mínimo garantizado del esfuerzo último
(5) Para perfiles estructurales, placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material
(6) Estos aceros generalmente se ocupan para fabricar perfiles laminados en frío.
(7) La NMX no ha actualizado recientemente esta norma
(8) La ASTM ha discontinuado recientemente esta norma

1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas

1) Tornillos

H-118 (ASTM A307) Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior (F_u = 414 MPa; 4 220 kg/cm²).

2) Tornillos de alta resistencia

Se dividen en dos grupos, de acuerdo con su resistencia.

Grupo A: ASTM A325, ASTM A325M, F1852, A354 (H-122) Grado BC, y A449.

Grupo B: ASTM A490, ASTM A490M, F2280, y A354 (H-122) Grado BD

La pretensión de diseño en los tornillos F1852 y F2280 se alcanza cuando se rompe, por torsión, una parte diseñada para ello.

Los conectores de cada uno de los grupos tienen propiedades semejantes a las de los tornillos A325 y A490:

H-124 (ASTM A325) Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural. F_u = 830 MPa (8 440 kg/cm²) para diámetros de 13 a 25 mm ($^1/_2$ a 1 pulg.), F_u = 725 MPa (7 380 kg/cm²) para diámetros de 29 y 38 mm (1 $^1/_8$ y 1 $^1/_2$ pulg.).

H-123 (ASTM A490) Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural. F_u = 1 035 MPa (10 550 kg/cm²).

3) Tuercas y roldanas

Los tornillos de alta resistencia de los grupos A y B deben estar provistos de tuercas hexagonales pesadas ASTM A563.

Salvo otra indicación, las roldanas planas, circulares o cuadradas, y las rectangulares biseladas, deben satisfacer los requisitos indicados en ASTM F436.

1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

H-077 (AWS A5.1/A5.1M) Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-086 (AWS A5.5/A5.5M) Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-108 (AWS A5.17/A5.17M) Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.

H-097 (AWS A5.18/A5.18M) Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.

H-099 (AWS A5.20/A5.20M) Electrodos de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

Las nomenclaturas B-XXX y H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica, oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Economía; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

Nota: Cuando no hay una norma mexicana para materiales que se emplean con frecuencia en nuestro medio, se ha indicado solo la especificación AISC o AWS.

1.4.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta

Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (Capítulo 9) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de ASTM A108, “Especificación estándar para barras de acero, carbón y aleación, acabadas en frío”.

Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

F_y = 345 MPa (3515 kg/cm²) (correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)

F_u = 414 MPa (4220 kg/cm²)

Elongación en 50 mm	20 por ciento, mínimo
Reducción de área	50 por ciento, mínimo

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

1.4.6 Identificación

La especificación, incluyendo tipo o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

a) Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen; o

b) Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

1.4.7 Acero estructural no identificado

Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado sin defectos perjudiciales en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

1.5 Especificaciones y dibujos de diseño

Los dibujos de diseño estructural y las especificaciones deben contener toda la información necesaria para que el fabricante pueda llevar a cabo la fabricación de la estructura, cumpliendo todos los aspectos considerados en el diseño.

Nota: Algunos de los puntos de estas Normas que deben indicarse en los planos de diseño son:

- Perfiles pesados, laminados o formados por placas, en los que se requieren ensayes Charpy con muesca en V (Inciso 1.4.1.1).
- Conexiones con tornillos pretensados (Inciso 10.3.2).
- Todas las soldaduras, identificando las de taller y las de campo (Inciso 10.2).
- Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (Inciso 12.1.6).
- Además, debe proporcionarse toda la información adicional que sea necesaria.

1.6 Criterios de diseño

Todos los edificios deben contar con una estructura que proporcione una o más trayectorias, de resistencia y rigidez adecuadas, a través de las que todas las acciones que actúan sobre la construcción, permanentes o eventuales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación y, eventualmente, al suelo.

Las barras y conexiones entre ellas que forman parte de las trayectorias mencionadas se dimensionarán para que resistan las acciones correspondientes.

El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, y en estas Normas.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de todos los elementos que las componen con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ellos (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño incluyen el factor de resistencia F_R correspondiente.

Las acciones de diseño son las producidas por las combinaciones de carga que deban considerarse en el estudio, multiplicadas por el o los factores de carga, F_C, correspondientes, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Los efectos geométricos de segundo orden se obtienen con las acciones externas de diseño, que se determinan multiplicando las acciones nominales por los factores de carga, antes de efectuar el análisis; éste se lleva a cabo con las acciones externas factorizadas (acciones de diseño).

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.), producidas por las acciones nominales (o de servicio), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el Artículo 150 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.7.1 Integridad estructural

El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus miembros debe proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de una falla local. Los requisitos de estas Normas proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural.

1.7.2 Sistemas estructurales

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los tres tipos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Capítulo 10, el Apéndice C, y en su caso, del Capítulo 12.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones simples, que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones y se considera que pueden girar libremente. La estabilidad de la estructura y su resistencia ante cargas laterales se obtienen por medio de contraventeos laterales, muros de rigidez o algún otro sistema apropiado, o utilizando conexiones rígidas o semirrígidas en partes de ella.

Las estructuras tipo 3 están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, capaces de transmitir momentos, pero con rotaciones no despreciables entre sus extremos.

1.7.2.1 Estructuras tipo 1

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

a) En miembros en los que se formarán articulaciones plásticas, el valor mínimo especificado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y, no es mayor que el 85 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u, ni que 450 MPa (4600 kg/cm²).

b) La curva carga–deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.

c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 (sección 3.2), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.

d) Los miembros están contraventeados lateralmente con longitudes menores que L_u (inciso 6.3.1).

e) Se colocan pares de atiesadores, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.

f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas, una combinación de varias de ellas, u otros factores.

g) Los empalmes en vigas o columnas se diseñan para transmitir 1.1 veces el mayor del momento de diseño (bajo cargas factorizadas) máximo calculado en la sección de la unión, o $0.25M_p$.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos por carga vertical obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento negativo en un punto de apoyo o nudo se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la sección 3.2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_{pd} (ecuaciones A.2.5 y A.2.9) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas con secciones tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas con secciones tipo 4.

1.7.2.2 Estructuras tipo 2

Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

1.7.2.3 Estructuras tipo 3

Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionados arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño, con lo que se obtienen estructuras tipo 3. Estas conexiones, “parcialmente restringidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de cuatro pisos o 12 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos.

Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales que deberán ser aprobados por la Administración.

Nota: En la figura 1.7.1 se muestran esquemáticamente las características de rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión parcialmente restringida. La rigidez secante bajo cargas de servicio, $K_s = M_s/\theta_s$, donde M_s y θ_s son el momento y la rotación producidos por esas cargas, se toma como un índice de la rigidez de la conexión. Si $K_sL/EI \geq 20$, la conexión se considera completamente restringida, y si $K_sL/EI < 2$, libre, de manera que gira bajo momento nulo. Si la rigidez está entre esos límites, la conexión es parcialmente restringida, y en el análisis y diseño se tienen en cuenta sus propiedades. L y E I son la longitud y la rigidez en flexión de la viga.

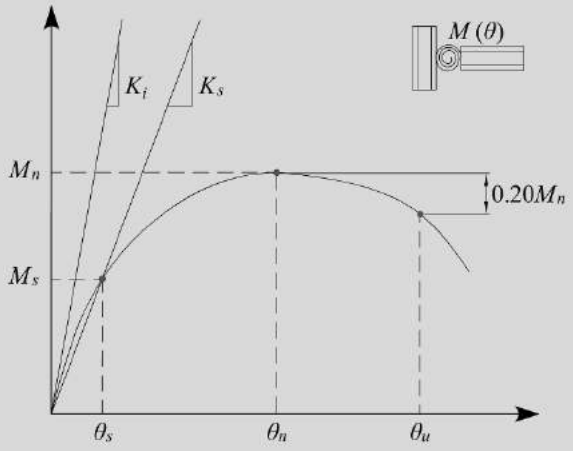


Figura 1.7.1 Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida.

Nota: Un caso particular se ilustra en el inciso 12.5.4

1.8 Estructuras regulares o irregulares

Para los fines de capítulos posteriores de esta norma, una estructura se considera regular o irregular de acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

Este capítulo presenta las disposiciones mínimas que deben considerarse en el análisis y diseño por estabilidad de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las siguientes secciones:

2.1. Disposiciones generales
2.2. Rigidez lateral
2.3. Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto
2.4. Métodos de análisis y diseño
2.5. Método directo de análisis y diseño
2.6. Método de longitud efectiva
2.7. Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

2.1 Disposiciones generales

Tanto la estructura completa, como cada uno de los elementos que la componen, deben ser capaces de resistir las acciones de diseño que actúan en ellos.

En los estudios para determinar la influencia de la estabilidad, han de incluirse los efectos siguientes:

a) Deformaciones axiales, en flexión, torsión y cortante, de todos los miembros, así como cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura.

b) Efectos de segundo orden, PΔ y Pδ.

c) Imperfecciones geométricas.

d) Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad.

e) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.

Los efectos que dependen de las cargas se calculan para todas las combinaciones requeridas de acciones de diseño.

Nota: Los efectos PΔ son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos), y los Pδ los ocasionados por las cargas, originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna).

Se permite el empleo de cualquier método racional de análisis y diseño que considere todos los efectos listados arriba; los métodos mencionados en la sección 2.4 satisfacen esa condición.

En estructuras diseñadas utilizando un análisis inelástico cumplirán los requisitos del Apéndice A y el inciso 1.7.2.1.

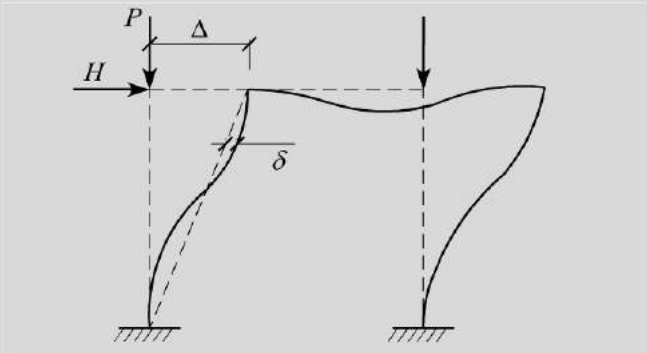


Figura 2.1.1 Definición de los efectos PΔ y Pδ

2.2 Rigidez lateral

Nota: Para diseñar las estructuras, se han dividido tradicionalmente en dos grupos que se han designado “contraventeadas” y “no contraventeadas”; sin embargo en el diseño no importa que haya, o no, elementos de contraventeo, como diagonales de acero o muros de concreto reforzado, sino la rigidez lateral de la estructura, que puede ser propia o auxiliada, al menos en parte, por elementos como los mencionados arriba. En lo que sigue, las estructuras se definen de acuerdo con la forma en que obtienen su rigidez lateral, aunque en ocasiones se conservan los términos tradicionales: “contraventeadas” y “no contraventeadas”.

2.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional (contraventeadas)

El sistema vertical de contraventeo de una construcción, debe ser adecuado para:

a) Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño, y

b) Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos PΔ y Pδ), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos rígidos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, como los compuestos por un sistema de diagonales y montantes horizontales de acero, esos muros de cortante o marcos contraventeados forman parte del sistema vertical de contraventeo.

Si hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás elementos estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos, rígidos o contraventeados, y de los muros de cortante, que proporcionan la rigidez lateral.

Las vigas que forman parte de marcos contraventeados se diseñan como elementos flexocomprimidos, incluyendo las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

2.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia (no contraventeadas)

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios sin contraventeo ni muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos $P\Delta$ y $P\delta$), y por la deformación axial de las mismas.

Nota: Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño.

Cuando hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás elementos estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos que proporcionan la rigidez lateral.

Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

2.3.1 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva KL y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y K el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica en el inciso 2.3.3. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K, L, y r, o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L.

2.2.2 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no debe ser mayor que 200.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones o deformaciones y desplazamientos excesivos.

2.3.3 Determinación del factor de longitud efectiva K

Para determinar el factor K se tienen en cuenta las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, las condiciones de sujeción en sus extremos y los demás factores que se mencionan en la sección 2.2.

Desde el punto de vista de las características generales de la estructura se consideran tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Nota: Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas o flexocomprimidas de las armaduras se encuentran en este caso.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I, no excede de 0.08.

En estructuras regulares, el índice de estabilidad de un entrepiso se calcula con la expresión:

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{L \sum H} \qquad (2.3.1)$$

ΣP_u fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes); incluye cargas muertas y vivas

Q factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Cuando las fuerzas laterales accidentales sean producidas por viento, se tomará Q = 1.0

Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño, calculadas con las rigideces utilizadas en el análisis (reducidas como se indica en el inciso 2.5.2.2 cuando se usa el método de análisis directo). Si Δ_{OH} no es el mismo en todos los puntos del entrepiso (por ejemplo, por efectos de torsión), se toma el desplazamiento de entrepiso promedio o, como una alternativa, el máximo

ΣH suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración (fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)

L altura del entrepiso

En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura incluyendo, cuando los haya, muros de rigidez y contravientos.

Nota: Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente con marcos contraventeados, muros o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contraventeos, suelen estar en este caso.

Nota: Los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles de un edificio pueden ser significativos en unos entrepisos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.

El factor de longitud efectiva K de pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado. Para pandeo fuera del plano se consideran la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos no pueden despreciarse en columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I, excede el límite indicado en el inciso 2.3.3(b).

Nota: Están en este caso, con frecuencia, las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales y los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en el presente capítulo, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

Si el índice de estabilidad I es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos Δ_{OH} y reducir el valor de I, en todos los entrepisos, a no más de 0.30.

2.4 Métodos de análisis y diseño

En esta sección se incluyen los requisitos necesarios para analizar y diseñar las estructuras incluyendo los efectos de estabilidad. Se permiten dos métodos: el método directo y el método de la longitud efectiva.

Nota: Ante la complejidad (podría decirse imposibilidad, en estructuras de cierto tamaño, por la falta de herramientas adecuadas) de realizar análisis elásticos de segundo orden, en versiones anteriores de esta Norma, al igual que en las de otros países, se utilizaban ecuaciones de diseño basadas en los resultados de análisis elásticos de primer orden; en esta versión de la Norma se incluyen diversos factores para considerar los efectos de segundo orden. En el método de la longitud efectiva, que se propuso inicialmente y se conserva con algunos cambios, los momentos $P\Delta$ se obtienen en el análisis o amplificando los de primer orden, y los efectos de segundo orden en la carga axial de las columnas, $P\delta$, se consideran en el diseño con el factor K, que se obtiene con un análisis de pandeo o por medio de nomogramas o fórmulas poco precisas. El método directo, en contraste, se ha calibrado introduciendo imperfecciones y reduciendo las rigideces para que los efectos de segundo orden en los momentos flexionantes y en la carga axial se tomen en cuenta dentro de la etapa del análisis, de tal forma que ya no es necesario incluirlos en el diseño (K = 1). En ambos métodos se consideran factores para incluir la inelasticidad del material, los cuales intentan que los resultados se aproximen a los obtenidos con análisis inelásticos rigurosos de segundo orden.

La tabla 2.4.1 resume los requisitos de los métodos de longitud efectiva (sección 2.6) y de análisis directo (sección 2.5). Las variables se definen en las secciones correspondientes.

Tabla 2.4.1 Métodos para el análisis y diseño por estabilidad

Método	Longitud efectiva	Método directo
Tipo de análisis	Elástico de segundo orden (1)	Elástico de segundo orden (1)
Carga ficticia (2)	$N_i = 0.003\ W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$)	$N_i = 0.003\ W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$)
Rigidez efectiva	nominal $EI^* = EI$ $EA^* = EA$	0.8 nominal: $EI^* = 0.8\ EI$ $EA^* = 0.8\ EA$
Resistencia axial	R_c con KL (3)	R_c con L (K=1)
Limitaciones	$I \leq 0.3$	Ninguna

(1) Puede realizarse con un método aproximado, iterativo o riguroso.
(2) Carga ficticia solo en combinaciones con cargas de gravedad, no se considera en cargas que incluyan sismo.
(3) Se permite K = 1 cuando el factor $I \leq 0.08$.

2.5 Método directo de análisis y diseño

Las acciones y las resistencias de diseño se calculan, respectivamente, de acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.3. El método puede utilizarse para todas las estructuras.

2.5.1 Cálculo de las acciones de diseño

Las acciones de diseño de los componentes de la estructura se determinan con un análisis acorde con el inciso 2.5.2, que incluye imperfecciones iniciales (inciso 2.5.2.1) y ajustes de las rigideces (inciso 2.5.2.2).

2.5.2 Requisitos generales para el análisis

El análisis de la estructura tiene que satisfacer los requisitos siguientes:

a) Debe considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial de todos los miembros, de las conexiones y de cualquier otro componente, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. El análisis incluirá reducciones en todas las rigideces que se considere que proporcionan estabilidad a la estructura, como se especifica en el inciso 2.5.2.2(1).

b) El análisis es de segundo orden, con efectos $P\Delta$ y $P\delta$, pero se permite despreciar el efecto $P\delta$ en la respuesta de estructuras regulares cuando se satisfacen las condiciones siguientes:

1) La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales nominalmente.

2) El índice de estabilidad I (ecuación 2.3.1) es, en todos los niveles, igual o menor que 0.08.

El efecto Pδ puede incluirse en el análisis o considerarse al diseñar, por separado, los miembros flexocomprimidos.

Nota: Si se cumplen las condiciones indicadas, puede hacerse un análisis PΔ de segundo orden (despreciando los efectos Pδ en la respuesta de la estructura). El efecto Pδ se toma en cuenta en el diseño con el factor B_1 definido en el inciso2.7.2, ecuación 2.7.3. El análisis de segundo orden puede hacerse con un programa de computadora que incluya, al menos, el efecto PΔ (el Pδ se incluye en el diseño de cada columna), o multiplicando los momentos de primer orden por los factores B_1 y B_2 del inciso 2.7.2, ecuaciones 2.7.3 a 2.7.5.

c) Deben considerarse todas las cargas gravitacionales y de cualquier otro tipo que puedan influir en la estabilidad de la estructura.

Nota: El análisis se hace con todas las cargas gravitacionales, incluyendo las que actúan sobre columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto. Estas columnas pueden estar articuladas en los dos extremos, de manera que resisten cargas verticales, pero carecen de rigidez lateral.

2.5.2.1 Imperfecciones iniciales

El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

a) Modelándolas directamente en el análisis, inciso 2.5.2.1(a).

b) Aplicando fuerzas laterales ficticias, inciso 2.5.2.1(b).

Nota: Las imperfecciones consideradas en esta sección son defectos en la posición de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas para edificios, la imperfección más importante de este tipo es la falta de alineación vertical de las columnas. En esta sección no se incluye que los miembros no sean rectos inicialmente, porque se toma en cuenta en las normas para diseño de miembros comprimidos del Capítulo 5, y no se consideran explícitamente en el análisis mientras están dentro de los límites especificados en los códigos de prácticas aplicables.

2.5.2.1(a). Modelado directo de las imperfecciones

En todos los casos se permite incluir las imperfecciones iniciales directamente en el análisis. La estructura se analiza con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones teóricas, con las cantidades indicadas en los códigos de prácticas y el patrón que produzca el mayor efecto desestabilizador.

Nota: La magnitud de los desplazamientos iniciales se basa en las tolerancias de construcción permisibles, especificadas en los códigos de prácticas aplicables, o en imperfecciones reales, si se conocen.

En el análisis de estructuras regulares que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, en las que el índice de estabilidad I no excede de 0.08 en ningún entrepiso, con rigideces ajustadas como se indica en el inciso 2.5.2.2, se permite incluir las imperfecciones iniciales sólo en los análisis por cargas gravitacionales y no en combinaciones que incluyen fuerzas laterales.

2.5.2.1(b). Empleo de fuerzas laterales ficticias para representar las imperfecciones

En estructuras que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, se permite representar los efectos de las imperfecciones iniciales por medio de fuerzas laterales ficticias, de acuerdo con los requisitos de este inciso. Las fuerzas laterales ficticias se aplican a un modelo de la estructura basado en su geometría teórica (sin imperfecciones).

Nota: El uso de las fuerzas laterales ficticias es aplicable a todos los tipos de estructuras, pero el requisito especificado a continuación sólo es válido para la clase particular de estructuras identificadas arriba.

Nota: Los valores de las fuerzas ficticias se han calibrado de manera que produzcan en las estructuras los mismos efectos que se obtienen con un análisis plástico “estático” de segundo orden.

1) Las fuerzas laterales ficticias, N_i, se aplican en todos los niveles.

Su magnitud debe ser:

$$N_i = 0.003W_i \tag{2.5.1}$$

N_i fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i
W_i carga gravitacional que actúa en el nivel i

Nota: El coeficiente 0.003 de la ecuación 2.5.1, con el que se calculan las fuerzas laterales ficticias, se basa en una falta de verticalidad nominal inicial del entrepiso de 1/500, incrementada en 0.001, para incluir el efecto de la posible plastificación parcial de las columnas; cuando se justifica el uso de una falta de verticalidad máxima diferente, se permite ajustar el coeficiente proporcionalmente. La falta de verticalidad de 1/500 representa la tolerancia máxima especificada en los códigos de práctica aplicables. En algunos casos se especifican otras tolerancias, que pueden requerir una verticalidad más estricta.

Nota: En la mayoría de las estructuras para edificios, el requisito referente a la dirección de la fuerza lateral ficticia en combinaciones de cargas que no incluyen fuerzas laterales reales, se resuelve considerando dos direcciones ortogonales alternativas de aplicación de la fuerza lateral ficticia, en sentidos positivo y negativo en cada una de ellas, en la misma dirección en todos los niveles. No es necesario incluir estas fuerzas ficticias en combinaciones de cargas que incluyen cargas laterales, sismo o viento.

2.5.2.2 Ajustes de las rigideces

En el análisis de la estructura para determinar las resistencias de diseño de sus componentes deben utilizarse rigideces reducidas, como sigue:

a) Se aplica un factor de 0.80 a las rigideces de todos los componentes que contribuyen a la estabilidad de la estructura; se permite aplicar este factor de reducción a las rigideces de todos los elementos que la componen.

Nota: La aplicación de la reducción de rigideces a algunos miembros y no a otros puede, en algunos casos, producir una distorsión artificial de la estructura bajo carga y una posible redistribución de fuerzas no intencional, lo que se evita aplicando la reducción a todos los miembros, incluyendo los que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.

b) Cuando hay componentes de materiales que no son acero estructural que contribuyen a la estabilidad de conjunto y las especificaciones que gobiernan el diseño de esos materiales requieren reducciones de rigideces mayores, éstas se aplicarán a los componentes mencionados.

2.5.3 Cálculo de resistencias de diseño

En el método de análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calculan siguiendo las recomendaciones de los Capítulos 4 a 10, sin consideraciones adicionales de estabilidad de la estructura completa. El factor de longitud efectiva, K, de todos los miembros, se toma igual a la unidad, excepto cuando, por medio de un análisis racional, pueden justificarse valores menores.

El contraventeo utilizado para definir las longitudes libres de pandeo de los miembros tendrá rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de los puntos soportados.

2.6 Método de la longitud efectiva

2.6.1 Limitaciones

Este método es aplicable a estructuras que satisfacen las condiciones siguientes:

a) La estructura soporta las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente.

b) El cociente del desplazamiento relativo de entrepiso máximo de segundo orden entre el máximo de primer orden (distorsión de entrepiso) es, en todos los entrepisos, menor o igual que 1.5.

Nota: El cociente de la distorsión de entrepiso de segundo orden entre la de primer orden puede tomarse igual al factor B_2 del entrepiso, que se calcula como se indica en el inciso 2.7.2.

2.6.2 Cálculo de las acciones de diseño

Las acciones de diseño de los componentes se determinan con un análisis que cumpla los requisitos del inciso 2.5.1, pero no se reducen las rigideces; se emplean las rigideces nominales de todos los componentes de acero estructural. En el análisis se incluyen fuerzas laterales ficticias de acuerdo con el inciso 2.5.2.1(b).

2.6.3 Resistencias de diseño

Las resistencias de diseño de miembros y conexiones se determinan siguiendo los procedimientos de los Capítulos 4 a 10.

El factor de longitud efectiva, K, de los miembros comprimidos, se toma como se especifica en (a) o (b):

a) En sistemas estructurales en los que el valor del índice de estabilidad I (ecuación 2.3.1) no excede de 0.08, K se toma igual a 1.0, excepto en los casos en que se demuestre, con un análisis racional, que pueden utilizarse valores menores.

b) En sistemas estructurales, marcos rígidos o de otros tipos, en los que el valor del índice de estabilidad I (ecuación 2.3.1) excede de 0.08, el factor de longitud efectiva, K, o el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e, de las columnas cuyas rigideces en flexión contribuyen a la estabilidad lateral y a la resistencia ante cargas laterales se determinará por medio de un análisis de pandeo lateral de la estructura; K se hará igual a 1.0 en las columnas que no contribuyan ni a la estabilidad lateral ni a la resistencia ante cargas laterales.

Como una excepción, se permite usar K=1.0 en el diseño de todas las columnas si el cociente de las distorsiones máximas de segundo orden y las de primer orden es menor o igual que 1.1 en todos los entrepisos.

Nota: Esto requiere dos análisis, de primer y segundo orden.

El contraventeo que se coloca para definir las longitudes libres lateralmente de los miembros debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de esos miembros en los puntos contraventeados.

2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Como una alternativa a un análisis riguroso, se proporciona aquí un procedimiento para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden.

2.7.1 Limitaciones

Este procedimiento es aplicable sólo a estructuras regulares, que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente, y puede utilizarse también para determinar los efectos Pδ en cualquier miembro comprimido individual.

2.7.2 Determinación de las acciones de diseño

Los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se evalúan por separado, utilizado métodos convencionales de análisis de primer orden, y los momentos finales se obtienen como se indica a continuación.

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \tag{2.7.1}$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^{*} = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \tag{2.7.2}$$

Con la ecuación 2.7.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto PΔ, y con la ecuación 2.7.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto Pδ cuando éste es significativo.

Nota: El efecto Pδ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por acciones horizontales, de viento o sismo, y por las fuerzas horizontales ficticias del inciso 2.5.2.1(b), aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría, cargas o en ambas.

En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos, muros de cortante u otros elementos, para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso ($I \leq 0.08$), no se considera el término $B_2 M_{tp}$ de las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

Las estructuras pueden tener rigidez adecuada en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones principales.

Los factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2, se calculan con las ecuaciones:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} \tag{2.7.3}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1.2I} = \frac{1}{1 - \dfrac{1.2Q\Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H}} \tag{2.7.4}$$

o bien,

$$B_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{1.2Q\Sigma P_u}{\Sigma P_{e2}}} \tag{2.7.5}$$

Siempre que sea posible, se recomienda que B_2 se calcule con la ecuación 2.7.4.

Nota: En las deducciones de las ecuaciones 2.7.4 y 2.7.5 no se considera el efecto $P\delta$, que ocasiona un incremento de los desplazamientos laterales de conjunto; esa omisión se corrige, aproximadamente, con los factores 1.2 de los denominadores.

Los significados de las literales de las ecuaciones 2.7.1 a 2.7.5 son:

ΣP_u, Δ_{OH}, ΣH y Q	se definen en el inciso 2.3.3, en relación con la ecuación 2.3.1
M_{uox} y M_{uoy}	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida
M_{uox}^* y M_{uoy}^*	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida
M_{ti} y M_{tp}	momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí los ocasionan. En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen en el inciso 2.5.2.1(b)
B_1	factor que tiene en cuenta los efectos $P\delta$; se determina para cada miembro sujeto a compresión y flexión, en cada plano de flexión. B_1 se hace igual a 1.0 en miembros en los que no hay compresión
B_2	factor que tiene en cuenta los efectos $P\Delta$; se determina para cada entrepiso de la estructura, en cada dirección de translación lateral

Nota: Las ecuaciones 2.7.3 y 2.7.4 son aplicables a todos los miembros de todas las estructuras. Sin embargo, los valores de B_1 diferentes de la unidad solo son válidos para momentos en elementos flexocomprimidos; B_2 se aplica a momentos y fuerzas axiales en componentes del sistema que resiste las fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, contraventeos y muros de cortante).

P_u	fuerza axial de diseño en la columna en consideración
$P_{e1} =$	$\pi^2 E A / (K L/r)^2 = \pi^2 E I / (K L)^2$, carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente K menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas con extremos que no se desplazan lateralmente, aún en los casos en que existen esos desplazamientos; en el cálculo de r se toma 0.8I cuando se emplea el método de análisis directo, e I para determinar longitudes efectivas y hacer análisis de primer orden
$\Sigma P_{e2} =$	$\Sigma[\pi^2 E A / (K L/r)^2] = \Sigma[\pi^2 E I / (K L)^2]$, carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna; K es mayor que 1.0; se consideran todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso en consideración
L	longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión

Nota: L es, en general, la altura de entrepiso.

r radio de giro correspondiente
K factor de longitud efectiva en el plano de la flexión. Es menor o igual que 1.0 en el cálculo de P_{e1}, ecuación 2.7.3, e igual o mayor para determinar ΣP_{e2}, ecuación 2.7.5
I índice de estabilidad de un entrepiso definido en el inciso 2.3.3
F_R factor de resistencia, que se toma igual a 0.9
C_m coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como se define en el inciso 2.7.3.

2.7.3 Determinación del coeficiente C_m

2.7.3.1 Miembros flexocomprimidos sobre los que no obran cargas aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos

Para tramos que se flexionan en curvatura simple:

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \tag{2.7.6}$$

Para tramos que se flexionan en curvatura doble:

$$C_m = 0.6 - 0.4 M_1 / M_2 \tag{2.7.7}$$

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

2.7.3.2 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos.

Nota: En esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas transversales aplicadas entre los nudos y las columnas con cargas transversales entre los apoyos.

$$C_m = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_e} \tag{2.7.8}$$

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_{ou} L^2} - 1 \tag{2.7.9}$$

I momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de flexión
δ_o y M_{ou} deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero

En lugar de calcular C_m como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente $C_m = 0.85$, si no lo están $C_m = 1.0$, o bien con algún método más preciso como el método de cuatro momentos definido en el inciso 6.2.1.1 tomando en cuenta que $C_m = 1/C_b$.

Las ecuaciones 2.7.1 a 2.7.9 son válidas para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y, de las secciones transversales de las columnas.

Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Este capítulo contiene disposiciones generales relativas a las propiedades geométricas de los elementos de acero estructural.

El capítulo está integrado por las secciones siguientes:

3.1. Áreas de las secciones transversales
3.2. Relaciones ancho/grueso y pandeo local

3.1 Áreas de las secciones transversales

3.1.1 Generalidades

El área total de un miembro, A_t, es el área completa de su sección transversal, y las áreas netas, A_n, y netas efectivas, A_e, son las que se obtienen al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

El área total A_t es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

3.1.2 Área neta de miembros en tensión

El área neta de un miembro en tensión, A_n, se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

a) En el cálculo del área neta de barras en tensión o en cortante, el ancho de los agujeros para tornillos se toma 1.5 mm ($^1/_{16}$ pulg.) mayor que el diámetro nominal del agujero.

Nota: La dimensión nominal de un agujero estándar es igual al diámetro nominal del tornillo más 1.5 mm ($^1/_{16}$ pulg.), luego el diámetro del agujero resulta igual al del tornillo más 3.0 mm ($^1/_8$ pulg.).

b) Cuando hay uno o varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de los agujeros.

c) Si los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a la que le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros y/o de las dimensiones de las ranuras que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando para cada espacio entre agujeros o ranuras la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre cada dos agujeros consecutivos (paso), y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

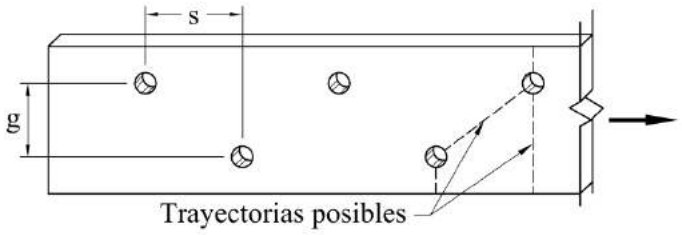


Figura 3.1.1 Distribución en zigzag respecto al eje de la pieza

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos su grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso de éste.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

El área neta de una sección HSS, rectangular o circular hueca de pared delgada (hollow structural section) ranurada, soldada a una placa de conexión, es el área total menos el producto del grueso por el ancho total del material que se suprime para hacer la ranura.

3.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión

El área neta efectiva de miembros en tensión se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de tornillos o soldaduras colocados en todas ellas, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n.

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

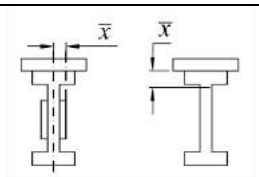
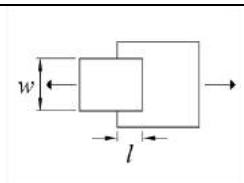
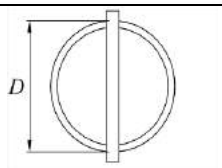
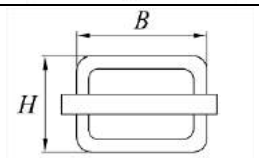
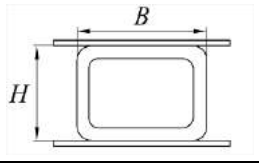
$$A_e = UA_n \tag{3.1.1}$$

Si la carga se transmite con soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = UA_t \tag{3.1.2}$$

U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se presentan en la tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1 Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión

Caso	Descripción del elemento		Factor U	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6)		U = 1.0	---------
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y perfiles tubulares, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones I o H puede usarse como alternativa el caso 7, en ángulos, el 8		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal		U = 1.0 y A_n = área de los elementos conectados directamente	-------
4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales		$l \geq 2w$ U = 1.00 $2w > l \geq 1.5w$ U = 0.87 $1.5w > l \geq w$ U = 0.75	
5	Perfiles tubulares circulares con una placa de conexión concéntrica		$l \geq 1.3D$ U = 1.0 $D \leq l < 1.3\,D$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Perfiles tubulares rectangulares	Con una sola placa de conexión concéntrica	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \dfrac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \dfrac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles I, H, o tés cortadas de ellos. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande	Con patines conectados con tres o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$b_p \geq 2/3d$ U = 0.90 $b_p < 2/3d$ U = 0.85	------
		Con alma conectada con cuatro o más tornillos en la dirección de la fuerza	U = 0.70	------

8	Ángulos sencillos o dobles. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande	Con cuatro o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	U = 0.80	------
		Con dos o tres tornillos por línea en la dirección de la fuerza	U = 0.60	------
b_p = ancho total del patín, d = peralte de la sección, l = longitud de la conexión, w = ancho de placa, $\bar{x}$ = excentricidad de la conexión, B = ancho total de un miembro HSS rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión, D = diámetro exterior de un miembro HSS circular, H = peralte total de un miembro HSS rectangular medido en el plano de la conexión.				

3.1.4 Placas de unión

El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de acuerdo con el inciso 10.4.1.

3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

3.2.1 Clasificación de las secciones

3.2.1.1 Miembros en compresión axial

Las secciones transversales de los miembros estructurales comprimidos se clasifican en no-esbeltas y esbeltas, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de los elementos planos que las componen. Si esas relaciones no exceden los valores indicados en la tabla 3.2.1 la sección es no-esbelta; en caso contrario es esbelta.

En la tabla 3.2.1 se indican las características geométricas de los diversos tipos de secciones.

3.2.1.2 Miembros en flexión

Se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión debida a flexión o en flexocompresión, de acuerdo con las condiciones que se especifican en la tabla 3.2.2.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 3 o 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades requeridas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas con los valores de Q indicados.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q no mayores de 2) pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.

Las secciones tipo 3 (secciones no-compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En la tabla 3.2.2 se indican las características geométricas y los ejes de flexión para los diversos tipos de sección.

Nota: En la figura 3.2.1 se muestran, de manera esquemática, las relaciones carga-deflexión para vigas con secciones de los cuatro tipos. La curva designada "comportamiento ideal" representa la respuesta más favorable posible. En ella, el momento resistente alcanzaría el valor M_p (la sección transversal crítica se plastifica por completo) y crecería después, ligeramente, al aumentar las deformaciones, por el endurecimiento por deformación del material. Si el momento resistente plástico, M_p, se mantiene durante deformaciones inelásticas relativamente grandes, la sección es tipo 1, que permite la redistribución de momentos en la estructura necesaria para que alcance la resistencia prevista por la teoría plástica y pueda utilizarse en diseño sísmico con factores Q de 3 o 4. Las secciones tipo 2 alcanzan el momento plástico y lo superan ligeramente, pero su capacidad de deformación inelástica es limitada; sin embargo, son útiles para diseño plástico en la mayoría de las estructuras y para diseño sísmico con $Q \leq 2$. Las tipo 3 desarrollan una resistencia igual al momento de fluencia, M_y (el esfuerzo en las fibras extremas es F_y; el resto de la sección se mantiene en el intervalo elástico), y las tipo 4 se pandean localmente bajo esfuerzos que pueden ser mucho menores que el de fluencia.

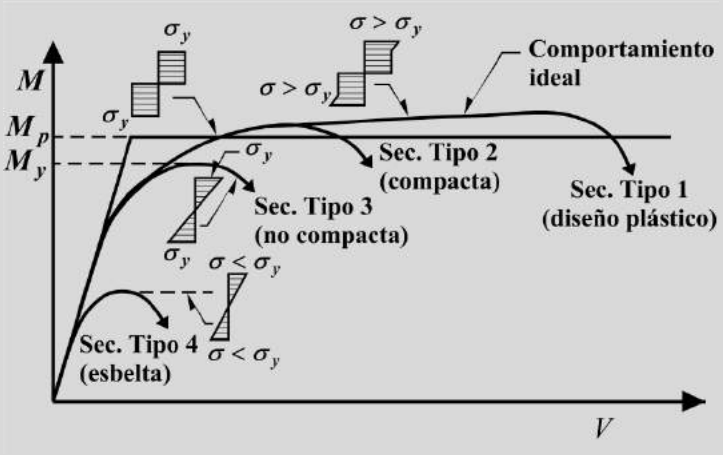
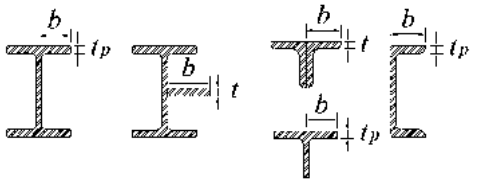
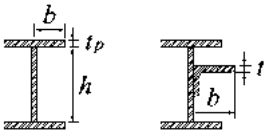
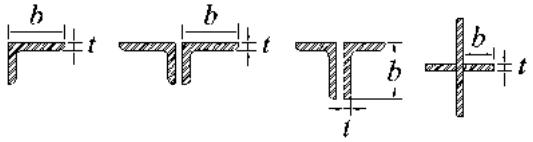
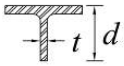
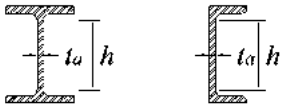
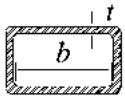
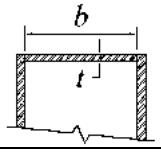
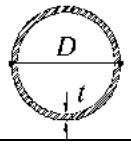


Figura 3.2.1 Relaciones momento-deflexión de vigas

Tabla 3.2.1 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso.
Elementos que forman parte de miembros en compresión pura.

	Descripción del elemento	λ	λ_r (1) Sección tipo 1, 2 o 3	Ejemplos
Elementos no atiesados (3)	Patines de secciones I o H laminadas, placas que sobresalen de esas secciones, alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente, patines de canales y de tés	b / t o b / t_p	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, placas o alas de ángulos que sobresalen de ellas, atiesadores	b / t o b / t_p	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ (2)	

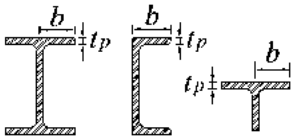
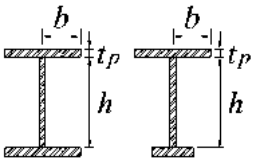
	Alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales	b / t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de tés	d / t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados (3)	Almas de secciones I o H con dos ejes de simetría y de canales	h / t_a	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón, rectangulares	b / t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b / t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes	b / t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones HSS circulares	D / t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

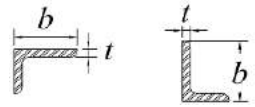
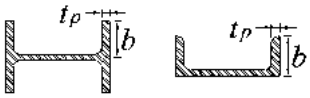
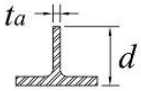
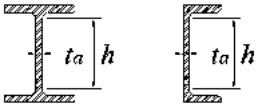
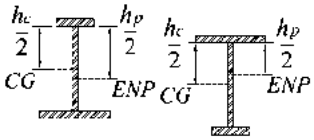
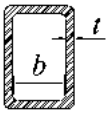
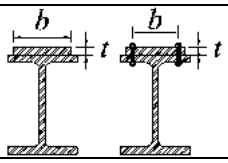
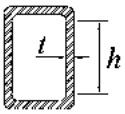
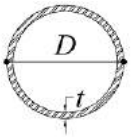
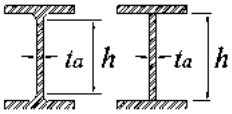
(1) λ_r es la relación que separa los elementos no-esbeltos de los esbeltos

(2) $k_c = 4/\sqrt{h/t_a}$, pero no menor de 0.39 ni mayor de 0.76.

(3) Para la definición de elementos no atiesados y atiesados ver los incisos 3.2.3.1 y 3.2.3.2.

Tabla 3.2.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso.
Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión.

	Descripción del elemento	**λ**	**λ_{pl} Sección tipo 1**	**λ_p Sección tipo 2**	**λ_r Sección tipo 3**	**Ejemplos**
Elementos no atiesados (c)	Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés	b / t_p	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, con dos o un eje de simetría	b / t_p		$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ (a) (b)	

	Alas de ángulos sencillos	b / t		$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de todas las secciones I, H y canal flexionadas alrededor del eje de menor inercia	b / t_p		$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones T	d / t_a	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados [c]	Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales	h / t_a	$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I y H con un solo eje de simetría	h_c / t_a	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$		$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones HSS y en cajón de paredes de grueso uniforme, ambas rectangulares	b / t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines y diafragmas entre líneas de sujetadores o soldaduras	b / t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones en cajón y HSS rectangulares	h / t		$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	HSS de sección circular	D / t	$0.038\frac{E}{F_y}$	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
	Almas flexocomprimidas	h / t_a	$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-0.4\frac{P_u}{F_R P_y}\right)$	$3.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-0.6\frac{P_u}{F_R P_y}\right)$	$5.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-0.74\frac{P_u}{F_R P_y}\right)$	

(a) Ver nota (2) de la tabla 3.2.1.

(b) $F_L = 0.7\ F_y$ para flexión alrededor del eje de mayor inercia de secciones H o I formadas por placas soldadas, con alma compacta o no-compacta, y $S_{xt} / S_{xc} \geq 0.7$. $F_L = F_y\ S_{xt} / S_{xc} > 0.5\ F_y$ para secciones iguales a las anteriores, con $S_{xt} / S_{xc} < 0.7$. F_L = esfuerzo de flexión del patín en compresión; S_{xt} y S_{xc} = módulos elásticos de la sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X.

(c) Ver nota (3) de la tabla 3.2.1.

CG = centro de gravedad; ENP = eje neutro plástico; h_c = dos veces la distancia desde el CG a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines; h_p = dos veces la distancia desde el ENP a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines.

3.2.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Si la placa forma parte de un miembro en compresión pura, y su relación ancho-grueso no excede el límite indicado en la tabla 3.2.1, es un elemento no-esbelto; si la excede, es esbelto.

Si el miembro trabaja en flexión o flexocompresión, las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tipos definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 3.2.2, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/grueso propias de ese tipo.

En las secciones tipo 1 o 2 formadas por placas soldadas los patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua.

3.2.3 Ancho

3.2.3.1 Elementos planos no atiesados

Son elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho b o d se toma igual a:

a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras o tornillos

b) En alas de ángulos, patines de canales y zetas, la dimensión nominal total

c) En almas de tés, el peralte nominal total

d) En patines de secciones I, H y T la mitad de la dimensión nominal total

e) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil

3.2.3.2 Elementos planos atiesados

Son elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho h, h_c o b se toma igual a:

a) En almas de secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con ellos; en secciones asimétricas h_c es el doble de la distancia del centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines

b) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras o tornillos

c) En patines de secciones laminadas en cajón (HSS), b es la distancia libre entre almas, y h la distancia libre entre patines, en ambos casos menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, las distancias libres menos tres veces el grueso de las paredes

d) En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, h es la distancia entre líneas adyacentes de tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines

e) En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío, h es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte

3.2.4 Grueso

En elementos de grueso uniforme, es igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

3.2.5 Secciones tipo 4 (esbeltas) en elementos planos

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite λ_r de las tablas 3.2.1 y 3.2.2, deben utilizarse anchos efectivos reducidos b_e, que se calculan como se indica en los incisos siguientes.

3.2.5.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e, de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \qquad \text{si} \quad \lambda_a \leq 0.673 \tag{3.2.1}$$

$$b_e = \rho b \qquad \text{si} \quad \lambda_a > 0.673 \tag{3.2.2}$$

$$\rho = \left(1 - 0.22 / \lambda_a\right) / \lambda_a \tag{3.2.3}$$

$$\lambda_a = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{f}{E}} \tag{3.2.4}$$

b ancho total del elemento plano
t grueso del elemento plano
k coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal

Para placas que formen parte de miembros en compresión f se toma igual al esfuerzo nominal en compresión, F_n (ver sección 5.2).

3.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e, de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.4, haciendo k = 0.43 en la ecuación 3.2.4.

3.2.6 Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de secciones circulares huecas de pared delgada comprimida, y con relación diámetro/grueso, D/t, mayor que el límite λ_r de las tablas 3.2.1, pero que no excede de $0.45E/F_y$, debe utilizarse un área efectiva, A_e, que se calcula con la ecuación:

$$A_e = \left(\frac{0.038E}{F_y\left(D/t\right)} + \frac{2}{3}\right) A \leq A \tag{3.2.5}$$

D diámetro exterior de la sección
t grueso de la pared
A área total, no reducida, de la sección transversal

4. MIEMBROS EN TENSIÓN

Se tratan aquí miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro, que trabaja en flexotensión.

Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

4.1. Estados límite
4.2. Resistencia de diseño
4.3. Miembros armados
4.4. Relaciones de esbeltez

4.1 Estados límite

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

4.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t, es la menor de las calculadas con las ecuaciones 4.2.1 y 4.2.2

a) Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R F_y A \tag{4.2.1}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R F_u A_e \tag{4.2.2}$$

En las ecuaciones anteriores:

F_R factores de resistencia, iguales a 0.9 para el estado límite (a), 0.75 para el (b)
A área total de la sección transversal del miembro
A_e área neta efectiva, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.3
F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material
F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva, A_e, de la ecuación 4.2.2 es igual al área total, A_t.

4.3 Miembros armados

4.3.1 Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, no exceda de 300.

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto, la distancia libre entre tornillos o soldaduras no debe exceder 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

En cualquiera de los casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

4.3.2 Elementos de unión entre piezas principales

Cuando los miembros en tensión están formados por dos o más componentes principales separados, deben unirse entre sí por medio de placas u otros elementos colocados en las caras abiertas de la sección completa. Cuando son placas, incluyendo las colocadas en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellas será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre placas de unión, no exceda de 300. El grueso de los elementos de liga, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.

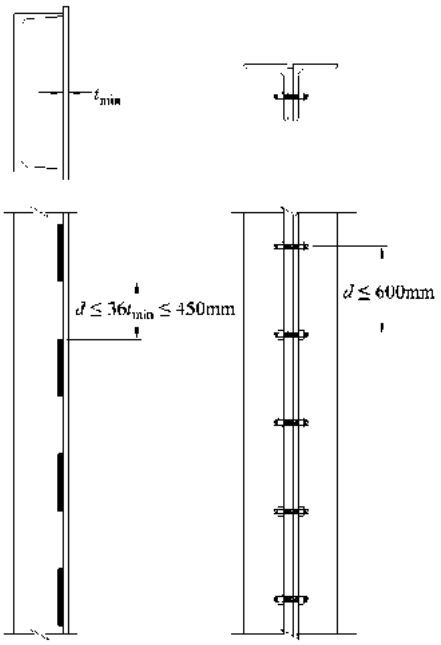


Figura 4.3.1 Separación máxima entre tornillos o soldaduras en miembros armados en tensión

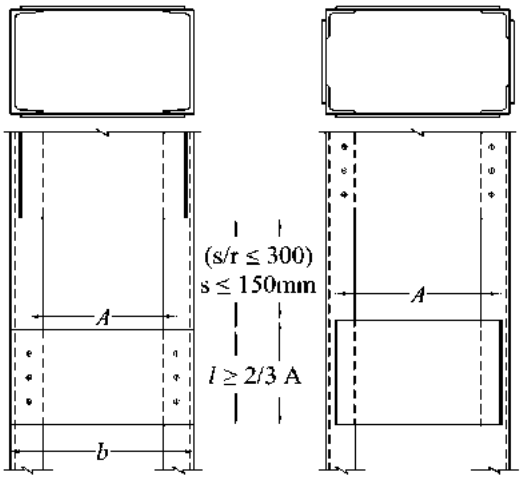


Figura 4.3.2 Detalles de unión con placas en elementos armados

4.4 Relaciones de esbeltez

Las relaciones de esbeltez de miembros en tensión pueden tener cualquier valor, sin límite superior.

Nota: Se recomienda que la relación de esbeltez no exceda de 300 (inciso 2.3.1). Este límite no es aplicable a varillas, cables y tirantes en tensión.

5. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Este capítulo contiene recomendaciones para el diseño de miembros prismáticos de sección transversal constante sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan en el centroide de su sección transversal.

Incluye las secciones siguientes:

5.1. Estados límite
5.2. Resistencia de diseño
5.3. Miembros armados por varios perfiles

5.1 Estados límite

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o tés, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión. En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión, o flexotorsión, y pandeo local.

En columnas armadas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

5.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, R_c, se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

5.2.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

a) Miembros de sección transversal H, I, circular o rectangular hueca:

$$R_c = F_R \chi F_y A = F_R F_n A \tag{5.2.1}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.9
A área total de la sección transversal de la columna
F_n $=\chi F_y$, esfuerzo nominal en compresión
χ factor de reducción por esbeltez

$$\chi = \left[1+\lambda_c^{2n}\right]^{-1/n} = \left[1+\left(\frac{F_y}{F_e}\right)^n\right]^{-1/n} \tag{5.2.2}$$

λ_c parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \tag{5.2.3}$$

F_e esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(KL/r\right)^2} \tag{5.2.4}$$

K L/r relación de esbeltez máxima de la columna;

n coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:

n = 2.0 en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4220 kg/cm²) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos residuales, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.

n =1.4 en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50 mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.

n = 1.0 en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

Nota: Los valores n = 1.4 y n = 1.0 se refieren a aceros de grado menor que 60 o con límite de fluencia menor que 414 MPa (4220 kg/cm^2).
La ecuación 5.2.1 se obtuvo con un estudio analítico-experimental en el que se incluyeron, entre otros, esfuerzos residuales, defectos geométricos iniciales y plastificación creciente del material. Se obtuvieron tres curvas de diseño, que proporcionan la resistencia en compresión de columnas de diversos tipos, en función de su esbeltez. Esas tres curvas se obtienen introduciendo en la ecuación 5.2.2 cada uno de los valores del coeficiente n que se proporcionaron arriba. La tabla 5.2.1 incluye información adicional para otros perfiles, menos comunes.

Tabla 5.2.1 Valores del coeficiente n

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal del acero, F_y, MPa(kg/cm²)				
			≤ 248 MPa (≤2530 kg/cm^2)	249-344 MPa (2535-3510 kg/cm^2)	Gr. 50 345MPa (3515 kg/cm^2)	346-620 MPa (3520-6325 kg/cm^2)	Gr. 90 > 621MPa (>6330 kg/cm^2)
I o H laminadas	perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	pesados ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	2.0
	placa gruesa ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con cuatro placas		Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
Tubos cuadrados o rectangulares	laminados en frío	Mayor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
	tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	laminados en frío	NA	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	laminados en caliente	NA	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales		Mayor Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

NA: No aplica

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 5.2.1(a):

R_c se calcula con la ecuación 5.2.1, con n = 1.4 (independientemente del valor de F_y)
F_R factor de resistencia, igual a 0.9

5.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos

Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño, R_c, se determina con las ecuaciones 5.2.1 a 5.2.3, con n = 1.4 y $F_R = 0.90$, sustituyendo F_e por el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión que se determina de acuerdo con los incisos 5.2.2.1 a 5.2.2.3.

5.2.2.1 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_a}{\left(K_z L_z\right)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \tag{5.2.5}$$

Deben revisarse, también, las ecuaciones 5.2.10 y 5.2.11.

5.2.2.2 Columnas de sección transversal con un eje de simetría

$$F_e = \frac{F_{ex} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ex} F_{ez} H}{\left(F_{ex} + F_{ez}\right)^2}} \right] \tag{5.2.6}$$

Debe revisarse, también, la ecuación 5.2.11.

Nota: En la ecuación 5.2.6 se ha supuesto que el eje de simetría es el X; cuando sea el Y, se harán los cambios de subíndices apropiados.

5.2.2.3 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría:

F_e es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$\left(F_e - F_{ex}\right)\left(F_e - F_{ey}\right)\left(F_e - F_{ez}\right) - F_e^2 \left(F_e - F_{ey}\right)\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_e^2 \left(F_e - F_{ex}\right)\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \tag{5.2.7}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \tag{5.2.8}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right) \tag{5.2.9}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_x L_x / r_x\right)^2} \tag{5.2.10}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(K_y L_y / r_y\right)^2} \tag{5.2.11}$$

$$F_{ez} = \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{\left(K_z L_z\right)^2} \right] \frac{1}{A r_0^2} \tag{5.2.12}$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

Las literales que aparecen en las ecuaciones 5.2.8 a 5.2.12 tienen los significados siguientes:

E	módulo de elasticidad
G	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante
J	constante de torsión de Saint Venant
C_a	constante de torsión por alabeo
I_x, I_y	momentos de inercia de la sección transversal de la columna alrededor de cada uno de sus ejes centroidales y principales X y Y
L_x, L_y, L_z	longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
K_x, K_y, K_z	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
x_o, y_o	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
r_x, r_y	radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y
r_o	radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión

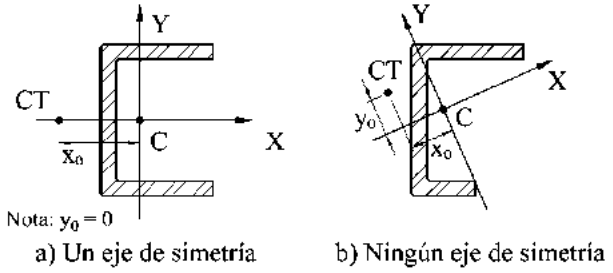


Figura 5.2.1 Centroide (C) y centro de torsión (CT)

Nota: En secciones I con dos ejes de simetría, C_a puede tomarse igual a $(I_y h_o^2)/4$, donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines.

5.2.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, cualquiera que sea la forma de la sección pero siempre que esté formada por elementos planos, la resistencia de diseño en compresión, R_c, se determina como se indica en los incisos 5.2.1 y 5.2.2, sustituyendo el área total, A, por el área efectiva, A_e, que se determina de acuerdo con el inciso 3.2.5.

Nota: En la determinación de los parámetros relacionados con la esbeltez se utilizan las propiedades geométricas de la sección transversal completa.

5.2.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca de pared delgada, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared (D / t) son mayores que $0.11E/F_y$, pero no exceden de $0.45E/F_y$, se calcula como se indica en el inciso 5.2.1, con n = 1.4 y sustituyendo el área total, A, por el área efectiva, A_e, que se determina de acuerdo con el inciso 3.2.6.

En secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión. No se recomienda el diseño de columnas de sección transversal circular hueca con una relación diámetro exterior/grueso, D/t, mayor que $0.45E/F_y$ (inciso 3.2.1).

5.3 Miembros armados por varios perfiles

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.3 y 3.2. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

5.3.1 Separación entre tornillos o soldaduras

Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos por dos o más secciones deben estar conectados entre sí en puntos separados a una distancia a, de manera que la esbeltez efectiva $K a/r_i$ de cada sección componente, entre los sujetadores, no exceda del 75 por ciento de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. En el cálculo de la relación de esbeltez de cada tramo se utiliza su radio de giro menor, r_i.

La conexión de los elementos con la placa de apoyo se hará con soldadura o con tornillos pretensados.

En los extremos de miembros armados en compresión, incluyendo los apoyados en placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar unidos por una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por tornillos espaciados longitudinalmente no más de cuatro diámetros en una distancia igual a 1.5 veces el máximo espesor del miembro.

Entre las conexiones en los extremos indicadas arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, no será mayor que el que sea aplicable de los valores siguientes:

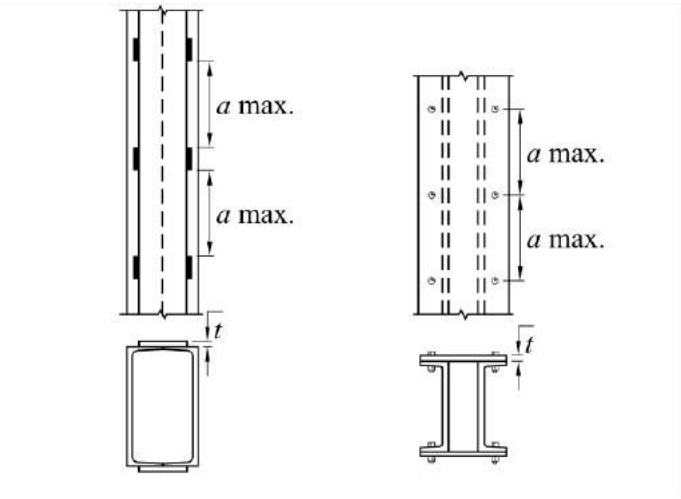
a) $0.75t\sqrt{E/F_y}$, sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes.

b) $1.12t\sqrt{E/F_y}$, sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

t grueso de la placa exterior
F_y esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del acero de la placa exterior

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

Para los límites de separación longitudinal entre tornillos de elementos en contacto continuo, como una placa y un perfil o dos placas, ver el inciso 10.3.8.



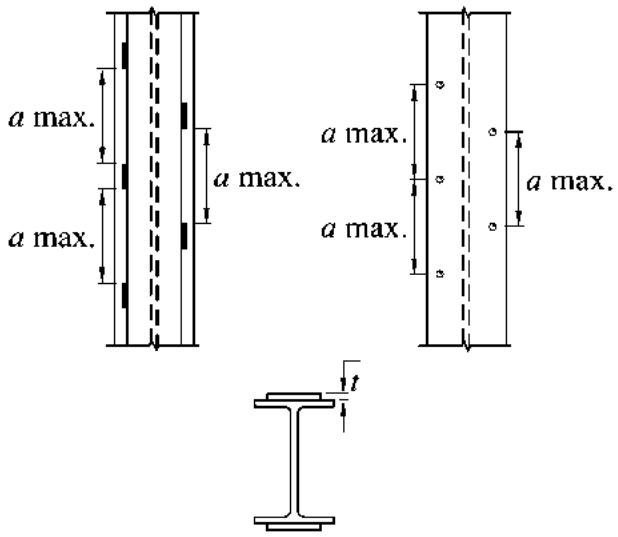


Figura 5.3.1 Miembros armados. Separación máxima "a" de elementos de unión

5.3.2 Relaciones de esbeltez

En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la distancia entre puntos de unión, no será mayor que el 75 por ciento de la del miembro armado completo.

La resistencia en compresión del miembro armado se basa en:

a) La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas).

b) Una relación de esbeltez modificada, respecto al eje normal al considerado en el inciso 5.3.2(a), cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es:

1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensados (al apriete):

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (5.3.1)$$

2) Cuando los sujetadores intermedios son soldaduras o tornillos pretensados:

Para $a/r_i \leq 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_0 \qquad (5.3.2)$$

Para $a/r_i > 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (5.3.3)$$

$(KL / r)_m$ relación de esbeltez modificada del miembro armado

$(KL / r)_0$ relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado

a distancia entre tornillos o distancia libre entre soldaduras
r_i radio de giro mínimo del elemento individual
K_i = 0.5 para ángulos espalda con espalda
= 0.75 para canales espalda con espalda
= 0.85 para todos los otros casos

c) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos o canales espalda con espalda, o con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensados.

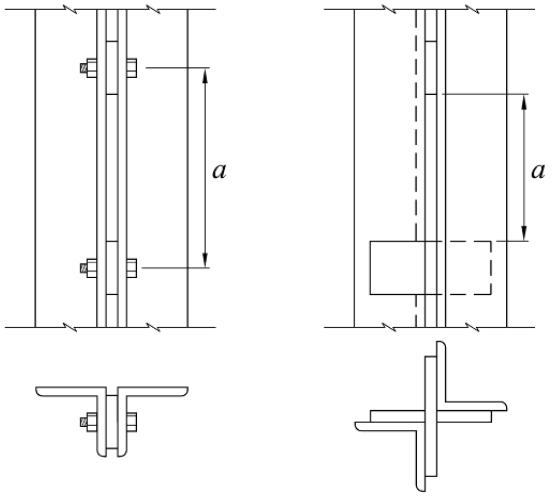


Figura 5.3.2 Miembros armados. Separación "a" entre elementos de unión

Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, del inciso 5.3.2(c), se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

5.3.3 Elementos para armar los miembros

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas de unión perforadas.

5.3.3.1 Placas de unión perforadas

Las placas de unión perforadas con una sucesión de agujeros de acceso, deben ser continuas a lo largo del miembro armado. El ancho, b, es la menor distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que unen la placa a los componentes principales, y el área neta, A_n, de la placa se considera en el agujero de mayor ancho.

Se considera que el área neta de la placa, A_n, contribuye a la resistencia sólo si se cumple con los requisitos siguientes:

a) La relación ancho/espesor debe satisfacer los límites de la tabla 3.2.1

b) La relación entre la longitud, l_a, (en la dirección de la fuerza) y el ancho, b_a, del agujero de acceso no excede de 2

c) La distancia libre entre perforaciones en la dirección de la fuerza no es menor que la distancia transversal entre líneas próximas de tornillos o soldaduras

d) La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.

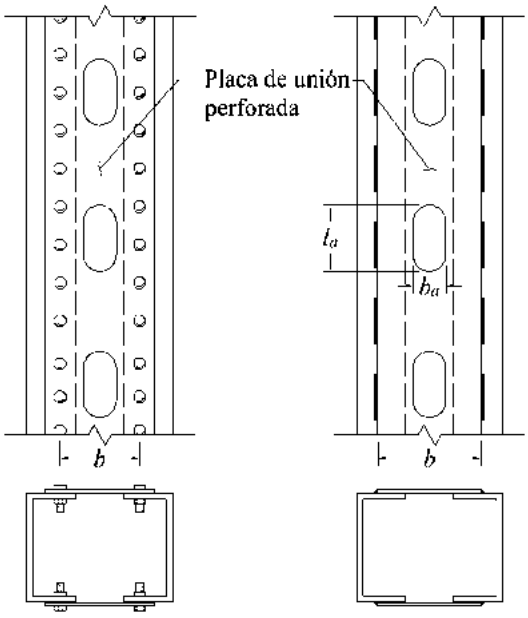


Figura 5.3.3 Placas de unión perforadas para armar miembros

5.3.3.2 Celosías

Las celosías constituirán un sistema triangulado completo formado por soleras, varillas o perfiles.

La separación de las uniones de los elementos de las celosías con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre los puntos de conexión, no sea mayor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo.

La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140 si la celosía es sencilla, ni de 200 cuando sea doble.

Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva es la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble la longitud efectiva es el 70 por ciento de la distancia anterior y los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones.

El ángulo θ que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

Nota: Si la distancia entre las líneas de soldaduras o tornillos que la conectan con los patines es mayor de 380 mm, es preferible que la celosía sea doble o esté hecha con ángulos.

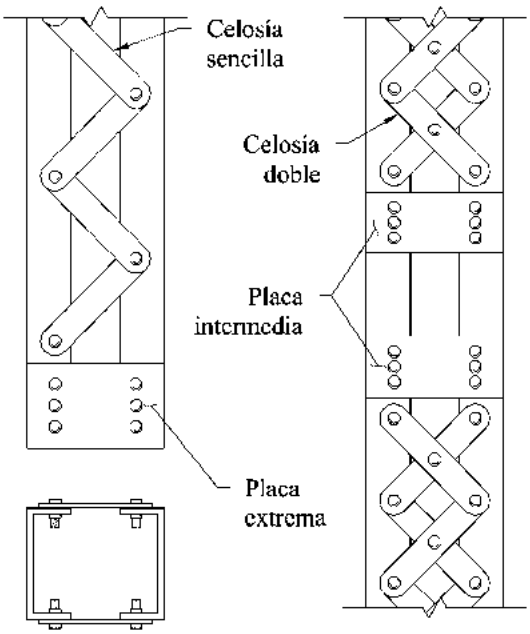


Figura 5.3.4 Celosías para armar miembros en compresión

En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpan, se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

Las placas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la anterior. El grueso de las placas no será menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las unen a los elementos principales, y la separación longitudinal entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual al 5 por ciento de la compresión axial total en el miembro.

5.3.4 Elementos perpendiculares a los principales

En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse elementos perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse placas en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos del inciso 5.3.3.

Cuando los elementos mencionados arriba son planos (placas interrumpidas), su dimensión, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Las placas de unión y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por:

$$V = 0.025 P_u d / an \qquad (5.3.4)$$

$$M = 0.025 P_u d / 2n \qquad (5.3.5)$$

d distancia entre centros de placas de unión, medida a lo largo del eje de la columna
a separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión con los componentes principales del miembro

n número de planos paralelos en los que están colocados las placas de unión
P_u fuerza axial de diseño que actúa en el miembro

6. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y a trabes hechas con placas soldadas. Está compuesto por las secciones siguientes:

6.1. Estados límite
6.2. Consideraciones generales y resistencias nominales
6.3. Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
6.4. Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
6.5. Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
6.6. Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia
6.7. Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas
6.8. Miembros de sección tabular circular
6.9. Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
6.10. Ángulos sencillos
6.11. Miembros de sección rectangular o circular maciza
6.12. Miembro de sección sin ningún eje de simetría
6.13. Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas

Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

Las resistencias de diseño en flexión, M_R, se determinan con la expresión $F_R M_n$, y las resistencias nominales, M_n, de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, se evalúan como se indica en lo que sigue.

6.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos
c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia (F)
d) Pandeo lateral por flexotorsión (PLT)
e) Pandeo local del patín comprimido (PLP)
f) Pandeo local del alma, producido por flexión (PLA)
g) Plastificación del alma por cortante
h) Pandeo local del alma por cortante
i) Tensión diagonal en el alma
j) Flexión y fuerza cortante combinadas
k) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales
l) Fatiga

Nota: El estado límite de fatiga se estudia en el Apéndice D.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, principalmente por deformaciones y vibraciones.

Nota: Tabla 6.1.1 Estados límite aplicables a las diversas secciones

Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
6.3	X	C	C	F PLT
6.4	X	NC E	C NC	F PLT PLP
6.5	X X	C NC E	E	F PLT PLP
6.6	X X	C NC E	NA	F PLP
6.7	X	C NC E	C NC	F PLP PLA
6.8	X	NA	NA	F PL
6.9	X	C NC E	NA	F PLT PLP PLA
6.10	X	NA	NA	F PLT PLAA
6.11	X	NA	NA	F PLT
6.12	Asimétrica	NA	NA	Todos

Simbología:

C	Compacta
NC	No Compacta
E	Esbelta
F	Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia
PLT	Pandeo lateral por flexotorsión
PLP	Pandeo local del patín comprimido
PLA	Pandeo local del alma por flexión
FPT	Fluencia del patín en tensión
PLAA	Pandeo local en alas de ángulos
PL	Pandeo local
NA	No aplica

6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales

1) En todos los casos de este capítulo el factor de reducción de resistencia F_R es igual a 0.9, excepto cuando se indique otra cosa.

2) Para las ecuaciones en esta sección se considera que no hay rotación inicial alrededor del eje longitudinal entre secciones soportadas.

3) Para miembros con secciones con un eje de simetría en curvatura simple, y para aquellos con secciones doblemente simétricas, el factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b, se determina conforme el inciso 6.2.1.

4) Para miembros con sección transversal con un eje de simetría en curvatura doble, por ejemplo secciones I con patines de ancho o espesores diferentes, el pandeo lateral por flexotorsión se deberá verificar para cada uno de los patines.

6.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b

Con este factor se incluyen en el diseño los efectos de la variación del momento entre puntos con soporte lateral. De manera conservadora se puede considerar C_b= 1.0.

En la deducción del valor de C_b se hacen las suposiciones siguientes:

a) El elemento es doblemente simétrico, o con un eje de simetría en curvatura simple.

b) Las cargas están aplicadas en el centro de cortante del elemento.

c) La sección transversal del elemento, en los puntos soportados lateralmente, está restringida al desplazamiento lateral y por torsión.

d) No hay cargas laterales aplicadas entre puntos soportados lateralmente.

Para vigas en voladizo en las que el extremo libre no tiene restricción lateral se considera C_b = 1.0.

Nota: El factor C_b permite un diseño en flexión menos conservador, por lo que en caso de no cumplir alguno de los requisitos indicados en esta sección, se utiliza el valor conservador de 1.0.

En ningún caso se permite que el máximo momento nominal exceda el momento plástico, es decir, $C_b M_n \leq M_p$.

Para miembros con secciones doblemente simétricas y sin carga transversal entre los soportes transversales, C_b = 1.0 para momentos extremos iguales y de sentido opuesto (curvatura simple); C_b = 2.5 para momentos iguales y del mismo sentido (curvatura doble) y C_b = 1.67 cuando el momento en un extremo es cero.

6.2.1.1 Método de los cuatro momentos

Este método permite el cálculo del factor C_b para la mayoría de los casos comunes de variación del momento. El valor del factor se determina con la ecuación 6.2.1, para lo que requieren los valores absolutos de los momentos en cuatro secciones transversales del tramo no contraventeado de la viga (Figura 6.2.1).

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad (6.2.1)$$

M_{max} momento máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas.
M_A momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_B momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
M_C momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente.

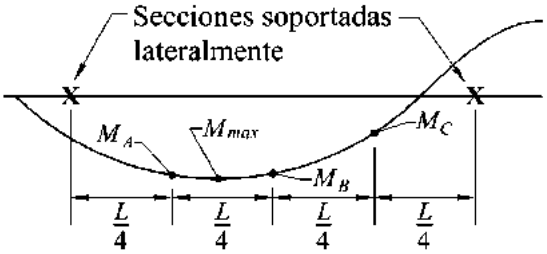


Figura 6.2.1 Localización de los momentos para el método de cuatro momentos

Nota: Este método da resultados no conservadores en los casos en que hay cambios abruptos en el diagrama de momentos, por ejemplo cuando hay un momento concentrado entre puntos de soporte lateral. En estos casos es aconsejable utilizar el valor conservador C_b= 1.0.

6.2.1.2 Método alterno

Este método se aplica a elementos con momentos en los puntos de soporte lateral y sin cargas transversales entre ellos (diagrama de momentos lineal, Figura 6.2.2).

$$C_b = \left[0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right]^{-1} \leq 2.5 \qquad (6.2.2)$$

M_1 y M_2 menor y mayor de los momentos en los extremos del segmento no soportado lateralmente, tomados en valor absoluto. M_1/M_2 es negativo para tramos que se flexionan en curvatura simple y positivo para los que se flexionan en curvatura doble.

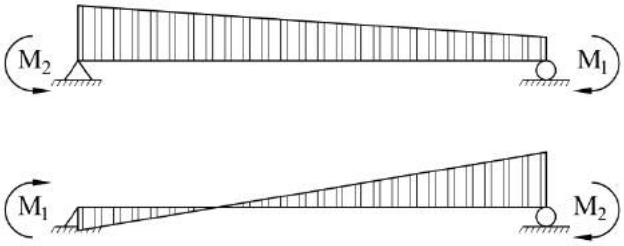


Figura 6.2.2 Diagrama de momentos lineal para el método alterno

6.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia

La resistencia nominal es el menor de los valores siguientes:

6.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$

La resistencia nominal, M_n, de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u, es igual a:

$$M_n = Z_x F_y = M_p \qquad (6.3.1)$$

Z_x módulo de sección plástico respecto al eje X
M_p momento plástico nominal de la sección

Nota: Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en presencia de acciones sísmicas.

6.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq L_u$

Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_p \qquad (L_u < L \leq L_r)$

$$M_n = 1.15 M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p \qquad (6.3.2)$$

Cuando $M_e \leq \frac{2}{3} M_p \qquad (L > L_r)$

$$M_n = M_e \qquad (6.3.3)$$

$$M_e = \frac{C_b \pi}{L}\sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$
$$= \frac{C_b \pi E}{L}\sqrt{I_y\left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 C_a\right]} \qquad (6.3.4)$$

L distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada
I_y momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma
J constante de torsión de Saint Venant o de torsión pura
C_a constante de torsión por alabeo

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

Las longitudes características L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

1) Miembros de sección transversal I

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u}\sqrt{\frac{EC_a}{GJ}}\sqrt{1+\sqrt{1+X_u^{\,2}}} \qquad (6.3.5)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r}\sqrt{\frac{EC_a}{GJ}}\sqrt{1+\sqrt{1+X_r^{\,2}}} \qquad (6.3.6)$$

$$X_u = 4.293\frac{Z_x F_y}{C_b GJ}\sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22X_r \qquad (6.3.7)$$

$$X_r = \frac{4}{3}\frac{Z_x F_y}{C_b GJ}\sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \qquad (6.3.8)$$

L_u Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p
L_r Longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3 (intervalos inelástico y elástico)

Nota: Las resistencias nominales M_n (ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3) pueden utilizarse sin calcular las longitudes características L_u y L_r.

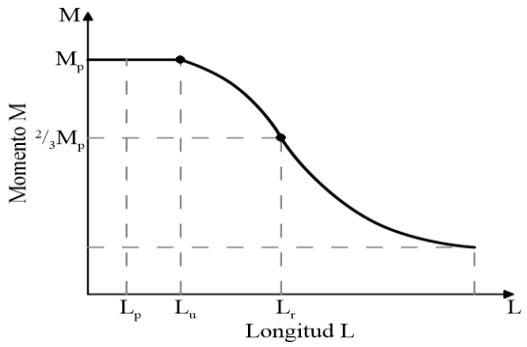


Figura 6.3.1 Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas

6.4 Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia

La resistencia nominal es la menor de los correspondientes a los estados límite de pandeo lateral por flexotorsión y de pandeo local del patín comprimido.

6.4.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$

$$M_n = S_x F_y = M_y \tag{6.4.1}$$

S_x módulo de sección elástico respecto al eje X
M_y momento elástico nominal de la sección

6.4.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq L_u$

Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_y \qquad (L \leq L_r)$

$$M_n = 1.15 M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_e}\right) \leq M_y \tag{6.4.2}$$

Cuando $M_e \leq \frac{2}{3} M_y \qquad (L > L_r)$

$$M_n = M_e \tag{6.4.3}$$

M_e se calcula con la ecuación 6.3.4.

Los límites de aplicación de las ecuaciones 6.4.2 y 6.4.3 se determinan con las ecuaciones 6.3.5 y 6.3.6, pero al calcular X_u y X_r debe sustituirse Z_x por S_x.

Nota: Para aplicar las ecuaciones 6.4.2 y 6.4.3 no es necesario determinar L_u y L_r.

6.4.3 Pandeo local del patín comprimido

a) Secciones con patines no compactos (tipo 3)

En secciones I o H cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de M_n comprendido entre M_p y M_y calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de $0.38\sqrt{E/F_y}$ y $1.00\sqrt{E/F_y}$. En secciones hechas con placas soldadas, el segundo límite cambia a $0.95\sqrt{k_c E/F_y}$; k_c se define en la tabla 3.2.1.

b) Secciones con patines esbeltos (tipo 4)

La resistencia nominal, M_n, se determina como:

$$M_n = S_e F_y \tag{6.4.4}$$

S_e, que es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con el inciso 3.2.5, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

De forma aproximada, M_n puede calcularse con la ecuación 6.4.5.

$$M_n = \frac{0.9Ek_cS_x}{\left(\frac{b}{2t_p}\right)^2} \qquad (6.4.5)$$

B ancho del patín
k_c se define en la tabla 3.2.1
S_x módulo de sección elástico respecto al eje de mayor inercia
t_p grueso del patín

6.5 Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia

Esta sección se aplica a secciones I, de simple o doble simetría, con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho del patín y flexionadas alrededor del eje de mayor inercia.

La resistencia nominal, M_n, se determina multiplicando la resistencia determinada en la sección 6.3 o 6.4, según sea el caso, por:

$$1-\frac{a_r}{1\,200+300\,a_r}\left(\frac{h}{t_a}-5.60\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)\leq 1 \qquad (6.5.1)$$

a_r cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ($a_r \leq 10$)
h y t_a peralte y grueso del alma, respectivamente

6.6 Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia

La resistencia nominal, M_n, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local de los patines.

6.6.1 Fluencia

$$M_n = M_{py} = F_yZ_y \leq 1.60F_yS_y \qquad (6.6.1)$$

6.6.2 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

En secciones I, H o canal cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de M_n comprendido entre M_p y M_y calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de $0.38\sqrt{E/F_y}$ y $1.00\sqrt{E/F_y}$.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_{cr}S_y \qquad (6.6.2)$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \tag{6.6.3}$$

b mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín para miembros de sección canal
S_y módulo de sección elástico respecto al eje de menor inercia
t_p grueso del patín

6.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas

Nota: HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (“hollow structural section”)

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular, cuadrada o rectangular, flexionados alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, con almas compactas o no compactas y patines compactos, no compactos o esbeltos.

La resistencia nominal, M_n, de estos miembros es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo local del patín comprimido y pandeo local del alma en flexión pura.

6.7.1 Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \tag{6.7.1}$$

Z módulo de sección plástico alrededor del eje de flexión

6.7.2 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(3.57\frac{b}{t_p}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4\right) \le M_p \tag{6.7.2}$$

S módulo de sección elástico alrededor del eje de flexión
b y t_p ancho y grueso del patín, respectivamente

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_y S_e \tag{6.7.3}$$

S_e módulo de sección elástico efectivo determinado con el ancho efectivo, b_e, del patín en compresión

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0.38}{b/t_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \le b \tag{6.7.4}$$

6.7.3 Pandeo local del alma

a) Para secciones con almas compactas (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con almas no compactas (tipo 3)

$$M_n = M_{p-}(M_p - F_y S) \times \left(0.305 \frac{h}{t_a}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.74\right) \leq M_p \qquad (6.7.5)$$

h y t_a peralte y grueso del alma, respectivamente

6.8 Miembros de sección tubular circular

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular circular con una relación D/t no mayor que $0.45E/F_y$.

La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

6.8.1 Fluencia

$$M_n = M_p = ZF_y \qquad (6.8.1)$$

Z módulo de sección plástico de la sección transversal completa

6.8.2 Pandeo local

a) Secciones compactas (tipo 2)

Este estado límite no aplica.

b) Secciones no compactas (tipo 3)

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{D/t} + F_y\right]S \qquad (6.8.2)$$

S módulo de sección elástico de la sección transversal completa
t espesor de las paredes del tubo
D diámetro exterior del tubo

c) Secciones de paredes esbeltas (tipo 4)

$$M_n = \left[\frac{0.33E}{D/t}\right]S \qquad (6.8.3)$$

6.9 Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría

La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral por flexotorsión, pandeo local de los patines y pandeo local del alma.

6.9.1 Fluencia

$$M_n = M_p \qquad (6.9.1)$$

a) Cuando el alma de la T o de los dos ángulos está en tensión

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \qquad (6.9.2)$$

b) Cuando el alma de la T o de los dos ángulos está en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \tag{6.9.3}$$

6.9.2 Pandeo lateral por flexotorsión

$$M_n = \pi \frac{\sqrt{EI_y GJ}}{L}\left[B + \sqrt{1+B^2}\right] \tag{6.9.4}$$

$$B = \pm 2.3\left(\frac{d}{L}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}} \tag{6.9.5}$$

L longitud no arriostrada del miembro
B es positivo cuando el alma está en tensión y negativo cuando está en compresión. Si el borde libre extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, se empleará el signo menos.

6.9.3 Pandeo local del patín de secciones T

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patín no compacto (tipo 3) en compresión por flexión

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pp}}{\lambda_{rp} - \lambda_{pp}}\right) \leq 1.6M_y \tag{6.9.6}$$

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4) en compresión por flexión

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b}{2t_p}\right)^2} \tag{6.9.7}$$

S_{xc} módulo de sección elástico referido al patín comprimido
λ $= b / 2t_p$
λ_{pp} valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 2, λ_p (Tabla 3.2.2)
λ_{rp} valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 3, λ_r (Tabla 3.2.2)

6.9.4 Pandeo local del alma de secciones T en compresión por flexión

$$M_n = F_{cr}\, S_x \tag{6.9.8}$$

S_x módulo de sección elástico de la sección, alrededor del eje X

El esfuerzo crítico F_{cr} se determinará como sigue:

Si $\frac{d}{t_a} \leq 0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = F_y \tag{6.9.9}$$

Si $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_a} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[2.55 - 1.84\frac{d}{t_a}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]F_y \tag{6.9.10}$$

Si $\frac{d}{t_a} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_a}\right)^2} \tag{6.9.11}$$

6.10 Ángulos sencillos

En esta sección se tratan los ángulos sencillos con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

Cuando los ángulos sencillos están restringidos de manera continua contra el pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud, se pueden diseñar determinando la flexión alrededor de los ejes geométricos paralelos a las alas del ángulo, X y Y. Los ángulos sencillos sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión se diseñan considerando la flexión referida a los ejes principales, excepto cuando se permita referirla a los ejes geométricos.

Cuando la flexión se presenta alrededor de los dos ejes principales, con o sin carga axial, o cuando actúa alrededor de un solo eje principal y hay carga axial, la relación de fuerzas combinadas se calcula de acuerdo con las recomendaciones contenidas en el Capítulo 8.

La resistencia nominal, M_n, es el menor de los momentos correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de las alas.

Nota: Si la flexión es alrededor del eje de menor inercia, solo se revisan los estados límite de fluencia y pandeo local de las alas.

6.10.1 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \tag{6.10.1}$$

M_y es el momento de fluencia alrededor del eje de flexión.

6.10.2 Pandeo lateral por flexotorsión

Para ángulos sencillos sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud

Si $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - 0.17\frac{M_e}{M_y}\right)M_e \tag{6.10.2}$$

Si $M_e > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right]M_y \leq 1.5M_y \tag{6.10.3}$$

El valor de M_e, momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión, se determina en la forma siguiente:

a) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia de ángulos de lados iguales:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C_b}{L} \tag{6.10.4}$$

b) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en ángulos de lados desiguales:

$$M_e = \frac{4.9EI_zC_b}{L^2}\left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052\left(\frac{Lt}{r_z^2}\right)^2} + \beta_w\right] \tag{6.10.5}$$

C_b se calcula con el inciso 6.2.1, con un valor máximo de 1.5
L longitud no arriostrada del miembro
I_z momento de inercia respecto al eje principal de menor inercia
r_z radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia
t espesor de las alas del ángulo
β_w propiedad de la sección en ángulos de lados desiguales. Se considera positiva cuando las alas cortas están en compresión y negativa cuando las alas largas son las que están en compresión. Si el ala más larga está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada se empleará el valor negativo. Los valores de β_w se proporcionan en la tabla 6.10.1

Tabla 6.10.1 Valores de β_w para ángulos

Tamaño del ángulo						β_w	
mm			pulg.			mm	pulg.
203	x	152	8	x	6	84.1	3.31
203	x	102	8	x	4	139.0	5.48
178	x	102	7	x	4	111.0	4.37
152	x	102	6	x	4	79.8	3.14
152	x	89	6	x	3½	93.7	3.69
127	x	89	5	x	3½	61.0	2.40
127	x	76	5	x	3	75.9	2.99
102	x	89	4	x	3½	22.1	0.87
102	x	76	4	x	3	41.9	1.65
89	x	76	3½	x	3	22.1	0.87
89	x	64	3½	x	2½	41.1	1.62
76	x	64	3	x	2½	21.8	0.86
76	x	51	3	x	2	39.6	1.56
64	x	51	2½	x	2	21.6	0.85
64	x	38	2½	x	1½	37.8	1.49
Alas iguales						0.00	

$$\beta_w = \frac{1}{I_w}\int_A z\left(w^2 + z^2\right)dA - 2Z_o$$

Z_o distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante al centroide.
I_w momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia.
β_w tiene signo positivo o negativo dependiendo de la dirección de la flexión.

Nota:

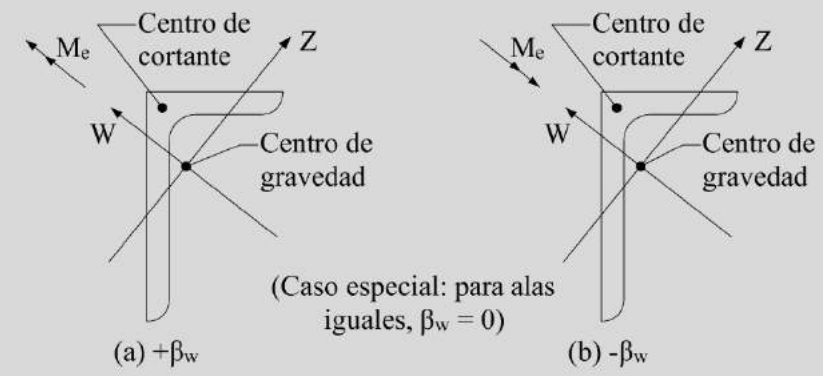


Figura 6.10.1 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales

c) Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos paralelos a las caras exteriores de ángulos de lados iguales sin compresión axial

c.1) Sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión:

c.1.1) Con esfuerzo máximo de compresión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2}\left(\sqrt{1+0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2}-1\right) \qquad (6.10.6)$$

c.1.2) Con esfuerzo máximo de tensión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2}\left(\sqrt{1+0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2}+1\right) \qquad (6.10.7)$$

M_y se toma igual a 0.8 veces el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico correspondiente al eje geométrico paralelo a las caras exteriores

b ancho total del ala comprimida

c.2) Con restricción al pandeo lateral por flexotorsión solo en el punto de momento máximo:

M_e se toma igual a 1.25 veces el valor calculado con las ecuaciones 6.10.6 o 6.10.7.

M_y se considera como el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico que corresponde al eje paralelo a las caras exteriores.

Nota:

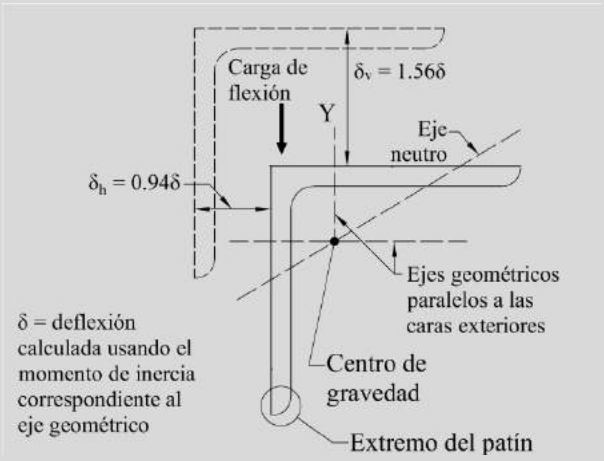


Figura 6.10.2 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales

Nota: Las deformaciones calculadas considerando los momentos de inercia con respecto a los ejes geométricos se incrementan en un 82 por ciento aproximadamente; la deformación tiene dos componentes $\delta_v = 1.56\delta$ y $\delta_h = 0.94\delta$.

6.10.3 Pandeo local de un ala

Este estado límite solo es posible cuando el talón del ala está en compresión.

a) Para secciones con alas compactas (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

b) En secciones con alas no compactas (tipo 3)

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \tag{6.10.8}$$

c) En secciones con alas esbeltas (tipo 4)

$$M = F_{cr} S_c \tag{6.10.9}$$

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \tag{6.10.10}$$

S_c módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido. Para flexión alrededor de uno de los ejes paralelos a los lados de un ángulo de alas iguales sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión S_c se toma igual a 0.8 veces el módulo de sección alrededor del eje mencionado arriba.

6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza

Esta sección se aplica a barras rectangulares macizas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, y a secciones circulares macizas.

La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia y pandeo lateral por flexotorsión.

6.11.1 Fluencia

Para barras rectangulares con $L\,d/t^2 \leq 0.08E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, para barras rectangulares flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia y para barras circulares macizas:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S \tag{6.11.1}$$

6.11.2 Pandeo lateral por flexotorsión

a) Para barras rectangulares con $0.08E/F_y < L\,d/t \leq 1.9E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{Ld}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \tag{6.11.2}$$

b) Para barras rectangulares con $L\,d/t^2 > 1.9\,E/F_y$. flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{6.11.3}$$

$$F_{cr} = \frac{1.9 E C_b}{L\,d/t^2} \tag{6.11.4}$$

t ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión
d altura de la barra rectangular
L distancia entre puntos arriostrados contra desplazamiento lateral en la región en compresión, o entre puntos arriostrados para evitar el giro de la sección

c) Para barras de sección circular flexionadas alrededor de cualquier eje de inercia o de sección rectangular flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia no puede presentarse el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión.

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = 0.91 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} \tag{6.11.5}$$

$$L_r = 2.92 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \tag{6.11.6}$$

6.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría

Se incluyen todas las secciones sin ningún eje de simetría, con excepción de los ángulos sencillos.

La resistencia nominal, M_n, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia, por pandeo lateral por flexotorsión y por pandeo local:

$$M_n = F_n S_{\min} \tag{6.12.1}$$

S_{min} módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión

6.12.1 Fluencia

$$F_n = F_y \tag{6.12.2}$$

6.12.2 Pandeo lateral por flexotorsión

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{6.12.3}$$

F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, obtenido con un análisis

Nota: Para secciones Z se recomienda tomar el F_{cr} de la mitad del de una sección canal con las mismas dimensiones de alma y patín.

6.12.3 Pandeo local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{6.12.4}$$

F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo local de la sección, determinado con un análisis

6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas

6.13.1 Proporciones de vigas laminadas y trabes armadas

6.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión.

Esta sección se aplica a perfiles laminados o formados por tres placas, y a vigas con cubreplacas con perforaciones, dimensionadas tomando como base la resistencia en flexión de la sección completa, sin perforaciones.

Además de los estados límite especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia nominal en flexión, M_n, debe quedar restringida por el estado límite de ruptura del patín en tensión.

a) Cuando $F_u A_{np} \geq Y_t F_y A_{pt}$, no aplica el estado límite de rotura en tensión.

b) Cuando $F_u A_{np} < Y_t F_y A_{pt}$, la resistencia nominal en flexión, M_n, en la ubicación de las perforaciones en el patín en tensión, no debe tomarse mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{np}}{A_{tp}} \tag{6.13.1}$$

A_{pt} área total del patín en tensión, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.1, sin incluir los agujeros
A_{np} área neta del patín en tensión, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.2
Y_t = 1.0 para $F_y / F_u \leq 0.8$
= 1.1 en caso contrario

6.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H

Los miembros de sección I o H con simetría simple deben satisfacer el límite siguiente:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \tag{6.13.2}$$

Los miembros de sección I o H con almas esbeltas deben también satisfacer los límites siguientes:

Cuando a/h ≤ 1.5

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{\max} \leq 12.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (6.13.3)$$

Cuando a/h > 1.5

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{\max} \leq \frac{0.40E}{F_y} \qquad (6.13.4)$$

a distancia libre entre atiesadores transversales
I_{yc} momento de inercia del patín en compresión alrededor del eje Y
I_y momento de inercia de la sección alrededor del eje Y
h peralte del alma de la viga o trabe armada
t_a grueso del alma de la viga o trabe armada

La relación h/t_a del peralte al grueso del alma no debe ser mayor que $0.48E\Big/\sqrt{F_y(F_y+114)}$ en MPa (si se usan kg/cm², $0.48E\Big/\sqrt{F_y(F_y+1150)}$) pero puede aumentarse hasta $11.7\sqrt{E/F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la viga o trabe. En vigas o trabes sin atiesadores la relación h/t_a no debe exceder de 260.

En secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de tornillos, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

El cociente del área del alma entre la del patín en compresión no debe exceder de 10.

6.13.1.3 Cubreplacas

El grueso y/o el ancho de los patines de vigas soldadas o trabes armadas puede variar empalmando una serie de placas, de grueso y/o ancho variables, o utilizando cubreplacas.

En trabes armadas atornilladas reforzadas con cubreplacas, el área total de éstas no debe exceder del 70 por ciento del área total del patín.

Las cubreplacas de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga o trabe armada con tornillos de alta resistencia en conexión de deslizamiento crítico, o con soldadura de filete. La unión debe ser adecuada de acuerdo con la resistencia aplicable dada en los incisos 10.2.6, 10.3.11 o el Apéndice D para desarrollar la porción de la resistencia en flexión de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

En cubreplacas soldadas, las soldaduras que unen sus extremos con la viga o trabe armada deben ser continuas a lo largo del borde de la cubreplaca en la longitud a’, definida abajo, y deben ser adecuadas para desarrollar la porción de la resistencia admisible de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca a una distancia a' desde su extremo.

a) Cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del espesor de la placa, en su extremo

$$a' = w$$

b) Cuando hay una soldadura continua de tamaño menor que tres cuartos del espesor de la placa en su extremo

$$a' = 1.5\ w$$

c) Cuando no hay soldadura en el extremo de la placa

$$a' = 2\ w$$

w ancho de la cubreplaca

6.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles

Cuando se emplean dos o más vigas o canales lado a lado para formar un miembro en flexión, deben unirse entre ellas de acuerdo con la sección 5.3. Cuando haya cargas concentradas que deban llevarse de una viga a la otra o cargas distribuidas entre las vigas, se colocarán diafragmas, de rigidez suficiente para distribuir las cargas entre las vigas, soldados o atornillados a ellas.

6.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos

Para que puedan redistribuirse momentos en vigas, la longitud no arriostrada lateralmente del patín comprimido, L, adyacente al extremo del momento redistribuido no debe exceder L_{pd} que se determinará de la manera siguiente:

a) En vigas de sección H con uno o dos ejes de simetría con el patín comprimido igual o mayor que el patín en tensión, cargadas en el plano del alma:

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \frac{M_1}{M_2} \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \tag{6.13.5}$$

En barras rectangulares macizas y vigas en cajón simétricas flexionadas alrededor del eje de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \frac{M_1}{M_2} \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \tag{6.13.6}$$

F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del patín comprimido
M_1 el menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada
M_2 el mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada
r_y radio de giro con respecto al eje de menor inercia
(M_1/M_2) es positivo cuando los momentos producen curvatura doble y negativo para curvatura simple

No hay límite para L en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares, ni para cualquier viga flexionada alrededor de su eje de menor inercia.

6.13.2 Dimensionamiento

Las dimensiones de trabes armadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para tornillos, no se reduce su área si la reducción, calculada de acuerdo con la sección 3.1, no excede de 15 por ciento del área total del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

6.13.3 Patines

Los patines de las trabes armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos gruesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trabe armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trabe. Las trabes armadas muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o trabes armadas se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de trabes armadas, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

6.13.4 Unión de alma y patines

Los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. La distribución longitudinal de los tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no excederá de la máxima permitida en los incisos 10.2.6 o 10.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir, simultáneamente, todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo en atiesadores.

6.13.5 Uniones

Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

En trabes armadas soldadas sometidas a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

6.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las trabes armadas que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las trabes que estén conectadas a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma excede la resistencia de diseño definida en la sección 10.8. También pueden necesitarse atiesadores en vigas laminadas.

En trabes armadas en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores, o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, colocada simétricamente respecto al atiesador, cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grueso cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores, el radio de giro, r, se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud L se considera igual a tres cuartos de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.8F_y F_R$; F_R se toma igual a 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de tornillos, o la cantidad necesaria de soldadura, para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En trabes sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

En trabes atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines, y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

6.13.7 Refuerzo del alma

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ y la fuerza cortante que obra en la trabe no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones de la sección 7.2 no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con el inciso 6.13.6.

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$, pero la fuerza cortante que obra en la trabe es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecuaciones 7.2.3 a 7.2.5 debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas k_v igual a 5.0.

6.13.8 Atiesadores transversales intermedios

Cuando h/t es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las trabes en los que la fuerza cortante de diseño, V_n, es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R, calculada con las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, del inciso 7.2.1, haciendo en ellas k_v igual a 5.0.

Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño, calculada con las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, del inciso 7.2.1. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula de acuerdo con la sección 7.2 con k_v igual a 5.0.

En trabes diseñadas considerando el campo de tensión diagonal, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, en esos tableros, calculada de acuerdo con la sección 7.2, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o puedan alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican en el Capítulo 7.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el Capítulo 7 deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$0.054F_C h\sqrt{F_y^3/E} \qquad (6.13.7)$$

F_y corresponde al acero del alma
h peralte del alma
F_C factor de carga que se utilice en el diseño

La ecuación 6.13.7 da una fuerza en newton por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm² y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada de acuerdo con la sección 7.3.

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

7. MIEMBROS EN CORTANTE

Este capítulo se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas, trabes y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia a cortante.

Nota: Los miembros en cortante puro casi nunca se presentan en las estructuras; sin embargo, esta solicitación rige el diseño de partes importantes de muchos elementos estructurales.

Está compuesto por las secciones siguientes:

7.1. Generalidades
7.2. Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
7.3. Campo de tensión diagonal
7.4. Ángulos sencillos
7.5. Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas

7.6. Tubos HSS de sección circular
7.7. Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia
7.8. Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

7.1 Generalidades

La resistencia de diseño en cortante, V_R, de una viga, trabe armada o columna de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = F_R V_n \tag{7.1.1}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.9 (excepto en el inciso 7.2.1.a)
V_n resistencia nominal, que se determina como se indica en las secciones siguientes

Al evaluar V_n se tiene en cuenta si la sección transversal tiene una o más almas.

7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas

7.2.1 Resistencia en cortante

Se incluyen almas de secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, sometidas a cortante en el plano del alma.

La resistencia nominal en cortante, V_n, de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_V \tag{7.2.1}$$

a) En almas de vigas I laminadas en caliente con $h/t_a \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$:

$$C_v = 1.0 \tag{7.2.2}$$

y $F_R = 1.00$

b) En almas de todas las otras secciones con dos o un eje de simetría y canales, excepto en HSS circulares, el coeficiente C_v se determina como sigue:

Nota: HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (“hollow structural section”)

(i) Cuando $\frac{h}{t_a} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1.0 \tag{7.2.3}$$

(ii) Cuando $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_a}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \tag{7.2.4}$$

(iii) Cuando $\frac{h}{t_a} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(h / t_a\right)^2 F_y} \tag{7.2.5}$$

A_a = h t_a, área del alma
t_a grueso del alma
h peralte del alma, igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas; en trabes formadas por placas atornilladas es la distancia entre líneas de tornillos, y en secciones T, el peralte total

El coeficiente de pandeo por cortante de la placa de alma, k_v, se calcula como sigue:

a) $k_v = 5.0$, en almas sin atiesadores transversales y con relación $h / t_a < 260$, excepto en almas de secciones T, en las que $k_v = 1.2$.

b) En almas con atiesadores transversales

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(a / h\right)^2} \tag{7.2.6}$$

$$k_v = 5 \quad \text{si} \quad \frac{a}{h} > 3 \quad \text{o} \quad \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{h/t_a}\right)^2 \tag{7.2.7}$$

a es la distancia libre entre atiesadores transversales

7.2.2 Atiesadores transversales

No se requieren cuando $h/t_a \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$, o cuando la resistencia en cortante obtenida en el inciso 7.2.1 con $k_v = 5.0$ es mayor que la requerida.

Los atiesadores transversales necesarios para desarrollar la resistencia al corte del alma deben tener un momento de inercia, con respecto a un eje ubicado en el centro del alma, cuando estén colocados en pares, o en la cara en contacto con el alma, cuando sean sencillos, no menor que:

$$I_{at} = b t_a^3 j \tag{7.2.8}$$

$$j = \frac{2.5}{\left(a / h\right)^2} - 2 \geq 0.5 \tag{7.2.9}$$

b es la menor de las dimensiones a y h

Se permite que los atiesadores transversales no lleguen al patín en tensión cuando no se requiere transmitir fuerzas de aplastamiento producidas por cargas concentradas o reacciones.

Las soldaduras que unen los atiesadores al alma deben terminarse a una distancia, no menor de cuatro ni mayor de seis veces el espesor del alma, antes del borde de la soldadura entre alma y patín.

Cuando se empleen atiesadores sencillos deben unirse al patín comprimido cuando éste es una placa rectangular, para resistir tendencias al levantamiento debidas a torsión del patín.

Si se emplean tornillos para unir los atiesadores al alma de la trabe su separación no excederá de 30 cm. Cuando la unión se hace con soldaduras de filete intermitentes, la distancia libre entre los cordones no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma, ni que 25 cm.

7.3 Campo de tensión diagonal

7.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal

Se permite emplear la acción del campo de tensión diagonal en vigas o trabes armadas cuando el alma está soportada en los cuatro lados por patines y atiesadores. No se permite su empleo en los casos siguientes:

a) En los tableros extremos de todos los miembros con atiesadores transversales

b) Cuando a/h es mayor que 3 o que $[260/(h/t_a)]^2$

c) Cuando $2A_a / (A_{pc} + A_{pt})$ es mayor que 2.5

d) Cuando h/b_{pc} o h/b_{pt} es mayor que 6

A_{pc} área del patín comprimido
A_{pt} área del patín en tensión
b_{pc} ancho del patín comprimido
b_{pt} ancho del patín en tensión

En estos casos, la resistencia nominal en cortante, V_n, se determina de acuerdo con las secciones 7.1 o 7.2.

7.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión

Cuando se puede emplear la acción del campo de tensión de acuerdo con el inciso 7.3.1, la resistencia nominal en cortante, V_n, con acción del campo de tensión, correspondiente al estado límite de fluencia del campo de tensión, es:

a) Cuando $\frac{h}{t_a} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \tag{7.3.1}$$

b) Cuando $\frac{h}{t_a} > 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \tag{7.3.2}$$

k_v y C_v se han definido en la sección 7.2.

7.3.3 Atiesadores transversales

Los atiesadores transversales sujetos a la acción del campo de tensión deben cumplir los requisitos de la sección 7.1 y las limitaciones siguientes:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{at} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yat}}} \tag{7.3.3}$$

$$I_{at} \geq I_{at1} + (I_{at2} - I_{at1})\left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}}\right] \tag{7.3.4}$$

$\left(\frac{b}{t}\right)_{at}$ relación ancho/grueso de los atiesadores

F_{yat} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de los atiesadores
I_{at} momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma, para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales
I_{at1} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma, definido en el inciso 7.2.2
I_{at2} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión

$$I_{at2} = \frac{h^4 \rho_{at}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{ya}}{E} \right)^{1.5} \tag{7.3.5}$$

$$\rho_{at} = \frac{F_{ya}}{F_{yat}} \geq 1.0$$

V_r mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes al atiesador, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño
V_{c1} menor de las resistencias en cortante disponibles en los paneles del alma adyacentes al atiesador; V_n se define en el inciso 7.2.1
V_{c2} menor de las resistencias en cortante disponibles en los paneles del alma adyacentes al atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal; V_n se define en el inciso 7.3.2
F_{ya} resistencia de fluencia mínima especificada del material del alma

7.4 Ángulos sencillos

La resistencia nominal en cortante, V_n, de un ala de un ángulo sencillo se determina con la ecuación 7.2.1 y el inciso 7.2.1(b) con $A_a = b\,t$.

La fuerza está aplicada paralelamente a uno de los ejes geométricos del ángulo (Figura 6.10.2).

b ancho del ala que resiste la fuerza cortante
t grueso del ala del ángulo
$h/t_a = b/t$
$k_v = 1.2$

7.5 Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas

La resistencia nominal en cortante, V_n, de tubos HSS rectangulares laminados y de miembros de sección en cajón, formada por cuatro placas, se determina siguiendo las recomendaciones del inciso 7.2.1 con $A_a = 2h\,t$.

h dimensión que resiste la fuerza cortante, igual a la distancia libre entre los bordes de los patines menos el radio interior de la esquina de cada lado, o el tamaño de la soldadura que une alma y patín
t grueso de diseño de las paredes, igual a 0.93 veces el grueso nominal en tubos HSS soldados por resistencia eléctrica (ERW), e igual al grueso nominal en tubos del mismo tipo soldados con arco sumergido (SAW)
$t_a = t$
$k_v = 5$

Si no se conoce el radio de las esquinas, h se toma igual a la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el grueso de las paredes.

7.6 Tubos HSS de sección circular

La resistencia nominal en cortante, V_n, de tubos HSS de sección circular se obtiene considerando los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante.

$$V_n = \frac{F_{cr} A_t}{2} \tag{7.6.1}$$

F_{cr} es el mayor de:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}} \sqrt{\frac{L_v}{D}}}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

Sin exceder de $0.6F_y$

A_t área total de la sección transversal del miembro
D diámetro exterior
L_v distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo
t grueso de diseño de la pared, definido en el inciso 7.5

7.7 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia

En perfiles con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia, la resistencia nominal en cortante, V_n, se obtiene con la ecuación 7.2.1 y el inciso 7.2.1b, con $A_a = b_p\, t_p$, $h/t_a = b/t_p$, $k_v = 1.2$. Para patines de secciones H, el ancho b es igual a la mitad de la dimensión total del patín ($b = b_p/2$), y para patines de canales, el acho b es igual a la dimensión total del patín ($b = b_p$).

7.8 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

Debe determinarse el efecto de las aberturas del alma en la resistencia en cortante de vigas de acero y de trabes armadas. Cuando la resistencia requerida es mayor que la disponible, la zona del alma se reforzará de manera adecuada.

8. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

8.1. Miembros en flexocompresión
8.2. Miembros en flexotensión
8.3. Miembros en flexión y cortante combinados

8.1 Miembros en flexocompresión

En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de la sección. Se designan, indistintamente, con las palabras “columna” o “elemento flexocomprimido”.

Para los fines de este capítulo, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” o “irregulares” (sección 1.8). En los incisos 8.1.3 y 8.1.4 se indica cómo se dimensionan las columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

En este capítulo se incluye el diseño de cuerdas en compresión de armaduras sobre las que obran cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

8.1.1 Estados límite

Nota: Son los correspondientes a los miembros en compresión o flexión (Capítulos 5 y 6), a la combinación de las dos solicitaciones, o a inestabilidad de conjunto. Los estados límite de pandeo, local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños comparados con la compresión máxima ocasionada por la flexión, si los patines son esbeltos o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

En el diseño de miembros flexocomprimidos se consideran los estados límite siguientes:

a) Falla de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical

b) Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical

c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas

d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas

e) Pandeo local

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no exclusivamente, de las características de las columnas.

En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de falla anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 3.2.

En todo el capítulo $F_R = 0.9$.

8.1.2 Determinación de los momentos de diseño M_{uox}, M_{uoy}, M_{uox}^*, M_{uoy}^*

Los momentos de diseño se determinan con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 2.

8.1.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones transversales extremas se revisan con el inciso 8.1.3.1 y la revisión de la columna completa se efectúa con el inciso 8.1.3.2. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

También puede utilizarse el método alterno del inciso 8.1.5.

8.1.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2:

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

Secciones H o I:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad (8.1.1)$$

Secciones en cajón, cuadradas:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad (8.1.2)$$

P_u, M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra en la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 2

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente

$P_y = A F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A

Cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad (8.1.3)$$

Si la sección transversal de la columna no es ninguna de las mencionadas, las ecuaciones 8.1.1 y 8.1.2 se sustituyen por:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad (8.1.4)$$

b) Secciones tipo 3 y 4:

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \qquad (8.1.5)$$

M_{RX} y M_{RY} se calculan como se indica en el Capítulo 6.

8.1.3.2 Revisión de la columna completa

a) Secciones tipo 1 y 2:

Debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M^*_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad (8.1.6)$$

P_u, M_{uox}^* y M_{uoy}^* fuerza axial y momentos de diseño que obran sobre la columna, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 2. En la ecuación 8.1.6, lo mismo que en la ecuación 8.1.7, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor del eje X o Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo.

M_{RX} y M_{RY} momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y; se calculan de acuerdo con el Capítulo 6.
R_c resistencia de diseño en compresión, se determina como se indica en con el Capítulo 5.

b) Secciones tipo 3 y 4:

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M^*_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \qquad (8.1.7)$$

8.1.3.3 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Como una alternativa a un análisis riguroso, los efectos de segundo orden pueden obtenerse amplificando los de primer orden, utilizando el método de la sección 2.7.

8.1.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

En la determinación de las acciones de diseño debe utilizarse el método de análisis directo de la sección 2.4.

En todos los casos se revisa la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

8.1.4.1 Revisión de las secciones extremas

Se lleva a cabo como se indica en el inciso 8.1.3.1 u 8.1.5.

8.1.4.2 Revisión de la columna completa

Se lleva a cabo como se indica en el inciso 8.1.3.2 u 8.1.5.

En la revisión de la columna completa se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes X y Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo.

8.1.5 Ecuaciones de interacción alternas

Cuando las columnas son de sección transversal I o H, con $b_p / d \leq 1.0$, o en cajón, pueden utilizarse las ecuaciones 8.1.8 y 8.1.9, en lugar de las de los incisos 8.1.3.1 y 8.1.3.2.

Revisión de las secciones extremas:

$$\left(\frac{M_{uox}}{F_R M'_{px}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{F_R M'_{py}}\right)^{\alpha} \leq 1.0 \qquad (8.1.8)$$

Revisión de la columna completa:

$$\left(\frac{M_{uox}^{*}}{F_R M'_{nx}}\right)^{\beta} + \left(\frac{M_{uoy}^{*}}{F_R M'_{ny}}\right)^{\beta} \leq 1.0 \qquad (8.1.9)$$

Los términos de estas ecuaciones se determinan como sigue:

a) Miembros de sección transversal I o H:

Si $b_p / d < 0.5$,

$$\alpha = 1.0 \qquad (8.1.10)$$

Si $0.5 \leq b_p / d \leq 1.0$,

$$\alpha = 1.6 - \frac{P_u / P_y}{2\left[\ln\left(P_u / P_y\right)\right]} \qquad (8.1.11)$$

Si $b_p / d < 0.3$,

$$\beta = 1.0 \qquad (8.1.12)$$

Si $0.3 \leq b_p / d \leq 1.0$,

$$\beta = 0.4 + \frac{P_u}{P_y} + \frac{b_p}{d} \geq 1.0 \qquad (8.1.13)$$

b_p ancho del patín
d peralte total de la sección

$$M'_{px} = 1.2M_{px}\left[1-\left(P_u/P_y\right)\right] \leq M_{px} \tag{8.1.14}$$

$$M'_{py} = 1.2M_{py}\left[1-\left(P_u/P_y\right)^2\right] \leq M_{py} \tag{8.1.15}$$

$$M'_{nx} = M_{nx}\left(1-\frac{P_u}{F_R P_n}\right)\left(1-\frac{P_u}{P_{ex}}\right) \tag{8.1.16}$$

$$M'_{ny} = M_{ny}\left(1-\frac{P_u}{F_R P_n}\right)\left(1-\frac{P_u}{P_{ey}}\right) \tag{8.1.17}$$

b) Miembros de sección transversal rectangular hueca (en cajón):

$$\alpha = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln\left(P_u/P_y\right)} \tag{8.1.18}$$

$$\beta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{\ln\left(P_u/P_y\right)} - a\lambda_x\left(\frac{P_u}{P_y}\right)^b > 1.1 \tag{8.1.19}$$

Si $P_u/P_y \leq 0.4$

$$a = 0.06 \text{ y } b = 1.0 \tag{8.1.20}$$

Si $P_u/P_y > 0.4$

$$a = 0.15 \text{ y } b = 2.0 \tag{8.1.21}$$

$$M'_{px} = 1.2M_{px}\left[1-\left(P_u/P_y\right)\right] \leq M_{px} \tag{8.1.22}$$

$$M'_{py} = 1.2M_{py}\left[1-\left(P_u/P_y\right)\right] \leq M_{py} \tag{8.1.23}$$

$$M'_{nx} = M_{nx}\left(1-\frac{P_u}{F_R P_n}\right)\left(1-\frac{P_u}{P_{ex}}\frac{1.25}{\left(B/H\right)^{1/3}}\right) \tag{8.1.24}$$

$$M'_{ny} = M_{ny}\left(1-\frac{P_u}{F_R P_n}\right)\left(1-\frac{P_u}{P_{ey}}\frac{1.25}{\left(B/H\right)^{1/2}}\right) \tag{8.1.25}$$

P_e carga crítica de pandeo de Euler igual a $A\,F_y/\lambda_c^2$, donde λ_c es el parámetro de esbeltez de la columna respecto al eje X para P_{ex}, o el eje Y para P_{ey}.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

M_p momento plástico $\leq 1.5F_y S$
B ancho exterior de la sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X.
H peralte exterior de la sección en cajón, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X, también en sección I de patines anchos.

8.2 Miembros en flexotensión

En esta sección se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o dos ejes de simetría, sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

8.2.1 Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión, y que cumplen los requisitos del Capítulo 6, deben dimensionarse de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

a) Revisión de las secciones extremas:

Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(a).

Secciones tipo 3 y 4, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(b).

b) Revisión del miembro completo:

Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \qquad (8.2.1)$$

P_u, M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial y momentos de diseño que obran sobre la barra en la sección considerada, determinados con alguno de los métodos del Capítulo 2
R_t resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con el Capítulo 4
M_{RX} y M_{RY} resistencias de diseño en flexión, calculadas como se indica en el Capítulo 6.

En lugar de utilizar la ecuación 8.2.1, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

8.3 Miembros en flexión y cortante combinados

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición:

$$\frac{M_u}{M_R} + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 \leq 1.0 \qquad (8.3.1)$$

Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de tensión diagonal, y V_u y M_u están comprendidos entre los límites $0.6V_R \leq V_u \leq V_R$ y $0.75M_R \leq M_u \leq M_R$

debe cumplirse la condición:

$$0.727\frac{M_u}{M_R} + 0.455\frac{V_u}{V_R} \leq 1.0 \qquad (8.3.2)$$

M_R resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el Capítulo 6
V_R resistencia de diseño al cortante, calculada de acuerdo con el Capítulo 7
M_u y V_u momento flexionante y fuerza cortante de diseño, respectivamente

9. MIEMBROS COMPUESTOS

Este capítulo aplica al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto.

Se tratan los siguientes casos:

9.1. Consideraciones generales
9.2. Columnas compuestas
9.3. Vigas compuestas
9.4. Casos especiales

En este capítulo se tratan columnas compuestas, formadas por perfiles de acero laminados embebidos en concreto reforzado, o por perfiles tubulares rellenos de concreto. Se permite usar secciones formadas por placas soldadas ahogados en o rellenas de concreto.

También aplica a vigas, armaduras o largueros de alma abierta ("joists") de acero, rellenos o embebidos en concreto, que trabajan principalmente en flexión, o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

Nota: Para fines ilustrativos, las siguientes figuras muestran algunas posibles configuraciones de columnas y vigas compuestas.

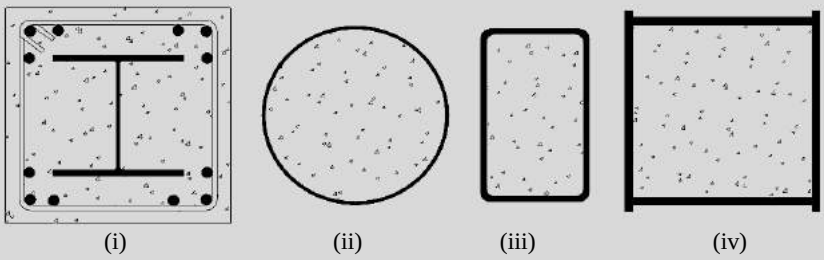


Figura 9.1 Columnas compuestas: (i) perfil de acero embebido en concreto reforzado, (ii) tubular circular relleno (iii) tubular rectangular relleno, (iv) sección cajón rellena

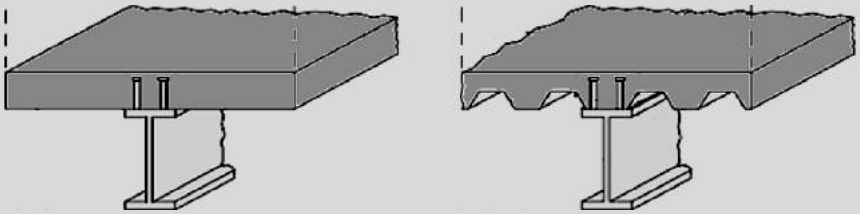


Figura 9.2 Vigas compuestas

9.1 Consideraciones generales

9.1.1 Limitaciones de los materiales

A menos que ensayes experimentales o análisis justifiquen límites diferentes que sean aprobados por la Administración, los componentes de concreto, acero estructural y acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las limitaciones siguientes:

a) Para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión (f_c') de no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 70 MPa (700 kg/cm²), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 42 MPa (420 kg/cm²).

b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado (F_y) del acero estructural y el de refuerzo que se utilicen en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 525 MPa (5250 kg/cm²).

Nota: Pueden utilizarse concretos de mayor resistencia para los cálculos de rigidez, pero no se pueden utilizar para cálculos de resistencia, a menos que se justifique con un estudio experimental o analítico que apruebe la Administración.

9.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

Para determinar los efectos de las cargas en miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva en cada instante del proceso de carga.

La resistencia de un miembro antes del endurecimiento del concreto se obtiene como la resistencia que tenga el perfil de acero (sin considerar la contribución del concreto) de acuerdo con la sección correspondiente de estas Normas. Una vez endurecido el concreto en miembros compuestos, una distribución plástica del esfuerzo aplica si el componente de acero es una sección compacta tipo 1 o 2; de lo contrario, se considera una distribución elástica. En todos los casos, se incluirán los efectos que pueden ocurrir durante la construcción, como los debidos al peso o a la presión del concreto en estado fresco.

9.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

A menos que se indique otra disposición, la resistencia nominal de secciones compuestas se debe determinar con (a) el método de la distribución plástica de los esfuerzos, o (b) el método de la compatibilidad de las deformaciones.

a) Cuando se aplica el método de la distribución plástica de los esfuerzos, la resistencia nominal se calcula suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo F_y en tensión o compresión, y que los componentes de concreto en compresión**,** debida a fuerza axial y/o flexión**,** han alcanzado un esfuerzo f_c”, descrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En columnas compuestas circulares rellenas, el esfuerzo del concreto en compresión se puede considerar como $0.95f_c$’, o alternativamente, $f_c”+\eta F_y/(D/t)$, con $\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0$.

Nota: El esfuerzo de compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas considera el efecto del confinamiento del concreto por el tubo circular de acero.

Al determinar la resistencia nominal de miembros compuestos se desprecia la resistencia en tensión del concreto.

b) Cuando se aplica el método de la compatibilidad de las deformaciones, se supone una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través de la sección transversal, con la deformación unitaria máxima en el concreto igual a 0.003 mm/mm. Adicionalmente, se pueden usar curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto obtenidas de ensayes de laboratorio o de resultados publicados en la literatura.

Nota: El método de la compatibilidad de las deformaciones debe usarse para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares, y en los casos en que el acero no exhiba un comportamiento elastoplástico.

9.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto

Los perfiles de acero rellenos de concreto se clasifican por pandeo local en función de su relación ancho-grueso o diámetro-grueso, λ, con los valores límite λ_{pl}, λ_p, λ_r indicados en la tabla 9.1.1 para secciones compuestas rellenas en compresión, y en la tabla 9.1.2 para secciones compuestas rellenas en flexión. En secciones esbeltas tipo 4, no se permite que la relación ancho-grueso o diámetro grueso, λ, exceda el límite λ_{max}.

El estado límite de pandeo local se revisa en secciones compuestas rellenas, pero no en las embebidas.

Nota: Las placas o perfiles de acero embebidos en concreto en acción compuesta están rigidizadas por el concreto en toda su longitud, por lo que no pueden fallar por pandeo local. En secciones rellenas, el pandeo local solo puede ocurrir hacia el exterior del tubo, que no está rigidizado por el concreto.

Tabla 9.1.1 Relaciones límite ancho-grueso en elementos de acero comprimidos de miembros compuestos rellenos en compresión axial.

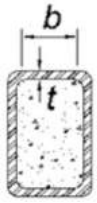
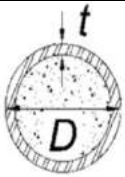
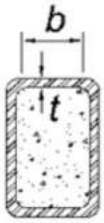
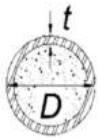
Sección transversal	Ancho/ grueso	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	λ_{max}	Ejemplo
Sección hueca rectangular o sección cajón	λ = b/t	$1.40\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.00\sqrt{E/F_y}$	$5.00\sqrt{E/F_y}$	
Sección hueca circular	λ = D/t	$0.076\,E/F_y$	$0.15\,E/F_y$	$0.19\,E/F_y$	$0.31\,E/F_y$	

Tabla 9.1.2 Relaciones límite ancho/grueso de elementos de acero comprimidos en miembros compuestos rellenos en flexión.

Sección transversal	Ancho/ grueso	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	λ_{max}	Ejemplo
Sección hueca rectangular o sección cajón en compresión uniforme (ej. patines)	λ = b/t	$1.40\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.00\sqrt{E/F_y}$	$5.00\sqrt{E/F_y}$	
Sección hueca rectangular o sección cajón en compresión no uniforme (ej. almas)	λ = b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.00\sqrt{E/F_y}$	$5.00\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
Sección hueca circular	λ = D/t	$0.076\,E/F_y$	$0.15\,E/F_y$	$0.19\,E/F_y$	$0.31\,E/F_y$	

9.2 Columnas compuestas

9.2.1 Limitaciones

Las columnas compuestas deben satisfacer las limitaciones siguientes:

1) El área de la sección transversal del perfil de acero embebido en concreto o del tubular relleno de ese material debe comprender al menos el 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.

2) En columnas compuestas rellenas de concreto, los perfiles de acero se clasifican, por pandeo local, de acuerdo con el inciso 9.1.4.

3) En columnas compuestas embebidas en concreto se debe contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 30 cm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 40 cm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr}, no debe ser menor que 0.004.

Nota: La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

9.2.2 Resistencia en compresión

La resistencia de diseño en compresión axial, R_c, de columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, correspondiente al estado límite de pandeo por flexión, se determina con la ecuación:

$$R_c = F_R \chi P_o \tag{9.2.1}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.75.
χ factor de reducción de resistencia en compresión por pandeo por flexión, que vale:

$$\chi = \frac{1}{\left(1+\lambda_c^{2n}\right)^{1/n}} \tag{9.2.2}$$

n coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto.
λ_c parámetro de esbeltez, igual a:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \tag{9.2.3}$$

P_o resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, que se determina de acuerdo con los incisos 9.2.2.1 y 9.2.2.2.

La carga crítica de pandeo elástico, P_e, del miembro compuesto es:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{\left(KL\right)^2} \tag{9.2.4}$$

K factor de longitud efectiva
L longitud no soportada del miembro

Para calcular la carga crítica de pandeo de las columnas compuestas, la rigidez efectiva en flexión, EI_e, se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1+u} \tag{9.2.5}$$

Nota: La rigidez efectiva en flexión, EI_e, no puede utilizarse directamente para análisis de segundo orden. Para éstos, se seguirán las disposiciones del inciso 9.2.9.

E módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, que vale 200,000 MPa (2,040,000 kg/cm²).
E_c módulo de elasticidad del concreto; se proporciona en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de acuerdo con las características del concreto empleado (por ejemplo, clase 1 o 2, peso normal o ligero, y resistencia normal o alta resistencia).

Los subíndices “a”, “r” y “c” corresponden a los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal, y concreto.

I_a, I_r, I_c son los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto respecto a los ejes neutros elásticos de la sección compuesta.

u es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva; no debe ser mayor que 1.0; se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto es:

Columnas compuestas embebidas,

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7 \tag{9.2.6}$$

Columnas compuestas rellenas,

$$C_c = 0.45 + 3\rho_a \leq 0.9 \tag{9.2.7}$$

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} \tag{9.2.8}$$

A_a y A_r son las áreas del perfil de acero y del acero de refuerzo longitudinal, y A_t es el área total de la sección transversal compuesta.

9.2.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c \tag{9.2.9}$$

P_a, P_r y P_c son, respectivamente, la resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \tag{9.2.10}$$

$$P_r = F_{yr} A_r \tag{9.2.11}$$

$$P_c = f_c'' A_c \tag{9.2.12}$$

A_c es el área del concreto. A_a y A_r ya se han definido.

F_y y F_{yr} son, respectivamente, los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal.
f_c'' es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

9.2.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

9.2.2.2.1 Secciones tipo 1 o 2 (compactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos compactos tipo 1 o 2 rellenos de concreto:

$$P_o = P_p = P_a + f_c''\left(A_c + A_r \frac{E}{E_c}\right) \tag{9.2.13}$$

Para columnas compuestas rellenas de sección rectangular $f_c'' = 0.85f_c'$ como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas rellenas de sección circular, el esfuerzo resistente en compresión del concreto se puede tomar igual a $0.95f_c'$ o, alternativamente, igual a:

$$f_c'' = 0.85 f_c' + \eta \frac{F_y}{D/t} \tag{9.2.14}$$

$$\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0 \tag{9.2.15}$$

Nota: El esfuerzo resistente en compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas de esbeltez baja a intermedia ($\lambda \leq 1.5$) considera el efecto del confinamiento en el concreto por el tubo circular de acero.

9.2.2.2.2 Secciones tipo 3 (no compactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos no compactos tipo 3, rellenos de concreto:

$$P_o = P_p - \frac{P_p - P_y}{\left(\lambda_r - \lambda_p\right)}\left(\lambda - \lambda_p\right) \tag{9.2.16}$$

P_p se determina con la ecuación 9.2.13.

$$P_y = P_a + 0.7 f_c'\left(A_c + A_r \frac{E}{E_c}\right) \tag{9.2.17}$$

λ es la relación ancho/grueso o diámetro/grueso del perfil tubular.
λ_p y λ_r son los parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 9.1.2.

Nota: Los efectos del pandeo local no se consideran en miembros compuestos embebidos.

9.2.2.2.3 Secciones tipo 4 (esbeltas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos esbeltos tipo 4, rellenos de concreto:

$$P_o = F_{cr} A_a + 0.7 f_c'\left(A_c + A_r \frac{E}{E_c}\right) \tag{9.2.18}$$

Para perfiles huecos rectangulares:

$$F_{cr} = \frac{9E_a}{\left(b/t\right)^2} \tag{9.2.19}$$

Para perfiles huecos circulares:

$$F_{cr} = 0.72 F_y \left(\frac{E/F_y}{D/t}\right)^{0.2} \tag{9.2.20}$$

Nota: En secciones compactas tipo 4, $P_a = F_{cr} A_a$

9.2.2.3 Pandeo por torsión o flexotorsión

El pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en miembros compuestos.

Nota: Pruebas experimentales de columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto indican que la presencia de este material reduce significativamente la posibilidad de pandeo torsional o flexotorsional del acero estructural.

9.2.3 Resistencia en tensión

La resistencia de diseño en tensión axial de miembros compuestos embebidos en concreto o rellenos de este material se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R igual a 0.90.

$$R_t = F_R\left(P_a + P_r\right) = F_R\left(F_y A_a + F_{yr} A_r\right) \tag{9.2.21}$$

9.2.4 Resistencia en flexión

La resistencia de diseño en flexión, M_R, de miembros compuestos embebidos o rellenos de concreto se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión, $F_R = 0.90$, por el momento nominal, M_n, de la sección compuesta. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá lo descrito en el inciso 9.1.3(a).

$$M_R = F_R M_n \tag{9.2.22}$$

9.2.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

La resistencia nominal en flexión, M_n, de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón de sección compacta tipo 1 o 2, rellenos de concreto, y de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual al momento plástico, M_p, de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c' A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero igual a F_y.

Nota: Para calcular la resistencia en flexión pura, M_p, se debe obtener, con el método de la distribución de esfuerzos plásticos o el de compatibilidad de deformaciones, la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto o en el alma o patín del perfil de acero.

9.2.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos.

La resistencia nominal en flexión, M_n, de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección no compacta tipo 3 es igual al momento elástico, M_y, de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos o de la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

La resistencia nominal en flexión, M_n, de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección esbelta tipo 4, es igual al momento crítico, M_{cr}, de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos elásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c' A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al que se obtenga con las ecuaciones 9.2.19 o 9.2.20.

9.2.4.3 Pandeo lateral torsional

El pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos.

9.2.5 Resistencia en combinaciones de cargas

9.2.5.1 Flexocompresión

El diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial (P_u, M_{ux}, M_{uy}) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

9.2.5.1.1 Método 1. Empleo de las ecuaciones de interacción de la sección 8.1

Se deben utilizar las ecuaciones que apliquen de la sección 8.1, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión, R_c, y flexión, M_R, por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 9.2.1 y 9.2.22, respectivamente.

9.2.5.1.2 Método 2. Empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos

Este método es aplicable a columnas compuestas en flexocompresión con dos ejes de simetría.

a) Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \tag{9.2.23}$$

b) Cuando $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{R_c - R_{cc}} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \tag{9.2.24}$$

R_c resistencia en compresión de la columna compuesta, calculada como se indica en el inciso 9.2.2.
M_{RX}, M_{RY} resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según el inciso 9.2.4.
R_{cc} resistencia en compresión de la sección de concreto (P_c, ecuación 9.2.12), disminuida por los factores de reducción de resistencia en compresión ($F_R = 0.75$) y de reducción por estabilidad (χ, ecuación 9.2.2).

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \tag{9.2.25}$$

Nota: Las resistencias requeridas últimas (P_u, M_{ux}, M_{uy}) deben incluir los efectos de segundo orden (efectos Pδ y PΔ) determinados con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 2 de estas Normas.

9.2.5.2 Flexotensión

Se debe utilizar la ecuación aplicable de la sección 8.2, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión, R_t, y flexión, M_R, por las correspondientes de la columna compuesta que se determinan con las ecuaciones 9.2.21 y 9.2.22 respectivamente.

9.2.6 Resistencia en cortante

La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, V_a, de acuerdo con el Capítulo 7 de estas Normas.

$$V_R = F_R V_a \tag{9.2.26}$$

b) Considerando la sección de concreto, V_c, y del refuerzo transversal, V_r, conforme a lo que estipulen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R \left(V_c + V_r \right) \tag{9.2.27}$$

c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a, como lo indique el Capítulo 7 de estas Normas, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r, como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \tag{9.2.28}$$

9.2.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero

La resistencia en la superficie de concreto acero, V_{TR}, deberá ser igual o mayor que la fuerza última, V_{Tu}, que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

9.2.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

a) Si la fuerza axial última externa, P_u, se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) \tag{9.2.29}$$

b) Si la fuerza axial última externa, P_u, se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_a}{P_o} \right) \tag{9.2.30}$$

P_p resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta sin considerar efectos de esbeltez; determinada con la ecuación 9.2.9 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.13 para columnas compuestas rellenas.

Nota: En secciones compactas tipo 4, $P_a = F_{cr} A_a$

c) Si la fuerza axial última externa, P_u, se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecuaciones 9.2.29 y 9.2.30.

Nota: En la figura 9.2.1 se ilustran los posibles mecanismos de transferencia de la fuerza en la superficie de contacto acero concreto.

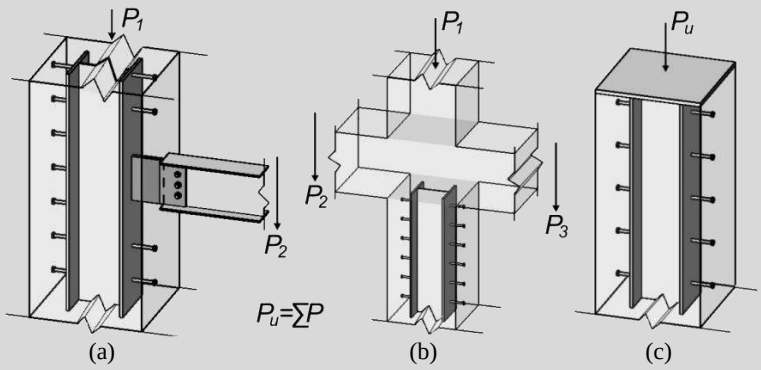
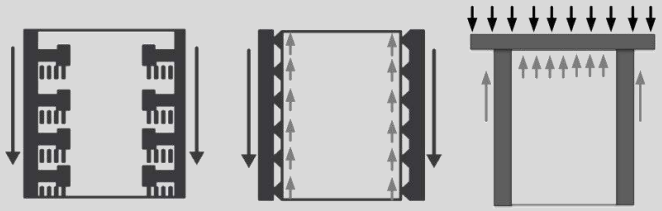


Figura 9.2.1 Mecanismos de transferencia de la carga

9.2.7.2 Resistencia en la superficie de contacto

La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto acero se puede resistir con alguno de los mecanismos siguientes. La resistencia final en la superficie de contacto puede considerarse igual a la del mecanismo que proporciona la capacidad nominal más grande. Independientemente de los dispositivos que se usen para que se desarrollen los mecanismos, no se permite considerar la superposición de sus resistencias.

Nota: En la figura 9.2.2 se ilustran los mecanismos de resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero.



(a) (b) (c)

Figura 9.2.2 Mecanismos de resistencia de la carga

(1) Conectores de cortante – Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por medio de conectores, se debe determinar la resistencia en cortante, ΣQ_n, dentro de la longitud de introducción de la carga, L_{in}.

$$V_{TR} = \Sigma Q_n \tag{9.2.31}$$

El factor de reducción de resistencia de conectores para el estado límite de cortante es $F_R = 0.62$.

La resistencia nominal de un conector es:

$$Q_n = F_u A_{cc} \tag{9.2.32}$$

La separación s_{cc} entre conectores distribuidos en la longitud L_{in} debe ser menor o igual que:

$$s_{cc} \leq \frac{F_R F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in} \tag{9.2.33}$$

F_u esfuerzo último en cortante del conector
A_{cc} área de la sección transversal de cada conector
m número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in}
L_{in} longitud de introducción de la carga, igual a la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo
s_{cc} separación entre conectores

Nota: La longitud de introducción de la carga, L_{in}, se ilustra en la figura 9.2.3.

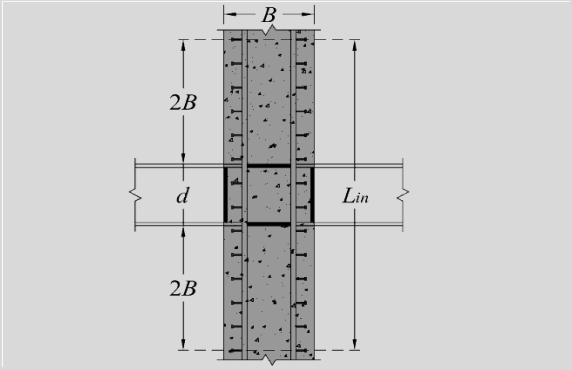


Figura 9.2.3 Longitud de introducción de la carga

Cuando se use este mecanismo de resistencia en columnas compuestas embebidas en concreto, los conectores de cortante se deben distribuir a lo largo de la longitud L_{in} con una separación no mayor que s_{cc} o 300 mm, y se deben colocar con una configuración simétrica. Fuera de la longitud L_{in}, la separación de conectores no debe ser mayor que $2s_{cc}$ o 600 mm, colocados con una configuración simétrica.

(2) Adherencia directa – Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por adherencia directa, se debe determinar la capacidad para el estado límite de adherencia en la superficie efectiva comprendida en la longitud L_{in}, con un factor de reducción de resistencia de $F_R = 0.50$.

$$V_{TR} = F_R P_{in} L_{in} F_{in} \tag{9.2.34}$$

P_{in} perímetro de la superficie efectiva de adherencia
F_{in} esfuerzo nominal de adherencia concreto acero, igual a 0.40 MPa (4 kg/cm²)

En secciones compuestas embebidas no se debe considerar el mecanismo de adherencia directa.

(3) Soporte directo – Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por soporte directo, mediante placas o atiesadores dentro de la longitud L_{in}, se debe determinar la capacidad para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V_{TR} = 1.7 F_R f'_c A_1 \tag{9.2.35}$$

A_1 área efectiva del concreto bajo soporte directo

El factor de reducción de resistencia para este estado límite es $F_R = 0.65$.

9.2.8 Requisitos adicionales en el detallado

La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm.

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto.

Nota: La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

9.2.9 Análisis de segundo orden

A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 2 con el método de la longitud efectiva o el método directo.

En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden.

Alternativamente, se puede considerar que la rigidez efectiva en flexión, EI_e, es igual a:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \tag{9.2.36}$$

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se determina con la ecuación 9.2.6 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.7 para las rellenas.

En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva, K, puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ecuación 9.2.36, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 2, y una rigidez efectiva reducida de $EI^* = 0.80EI_e$, donde EI_e se obtiene con la ecuación 9.2.36.

La ecuación 9.2.36 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

9.3 Vigas compuestas

Esta sección se aplica a vigas compuestas formadas por secciones I, armaduras o largueros de alma abierta, de acero estructural, interconectados con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuela una losa de concreto, y a elementos de acero ahogados en concreto reforzado.

Las vigas compuestas con armaduras o largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados, que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales, a menos que en el diseño se tenga en cuenta la estabilidad de las cuerdas inferiores en las conexiones.

9.3.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma.

1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor f_c'' (igual a $0.85f_c'$) uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual a F_y, tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto más la de la parte comprimida de la sección de acero, si ésta existe.

2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_{yr}, siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y, ya sea en tensión o en compresión. La fuerza de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo más la de la parte de la sección de acero que trabaja en tensión.

b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y f_c'', respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

c) Construcción compuesta completa

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

d) Construcción compuesta parcial

Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados en concreto

Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa, están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajen en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condicione siguientes:

1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados.

2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo de 50 mm.

3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa.

4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

f) Métodos de análisis

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

g) Análisis elástico

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 9.3.

h) Análisis plástico

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas, dadas arriba.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 9.3.

9.3.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje del elemento de acero ($b_e/2$), se toma igual a la menor de las distancias siguientes:

a) Un octavo del claro de la viga medido entre centros de los apoyos.

b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.

c) La distancia al borde de la losa.

Nota: La figura 9.3.1 ilustra el ancho efectivo de la losa.

$$\frac{b_e}{2} = \min\left(\frac{L}{8}, \quad \frac{s}{2}, \quad L_g\right)$$

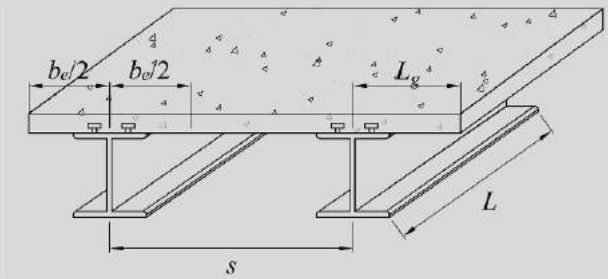


Figura 9.3.1 Ancho efectivo de vigas compuestas

9.3.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

a) Losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo)

La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa, el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

El momento resistente de diseño, M_{RC}, de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual a $F_R\ M_n$, donde F_R se toma igual a 0.90 y M_n es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa; $\Sigma Q_n > A_s\ F_y$ y $A_s\ F_y \leq b_e\ t\ f_c''$, donde ΣQ_n es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo, b_e el ancho efectivo y t el grueso de la losa de concreto.

$$M_n = T_r e' = F_y A_s e' \tag{9.3.1}$$

e ’, brazo del par resistente; se calcula con

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f_c''} \tag{9.3.2}$$

Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

$$\Sigma Q_n \geq b_e\ t\ f_c''\ \text{y}\ b_e\ t\ f_c'' < A_s\ F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \tag{9.3.3}$$

$$C_r' = b_e t f_c'' \tag{9.3.4}$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \tag{9.3.5}$$

Caso 3. Construcción compuesta parcial.

$$\Sigma Q_n < b_e\ t\ f_c''\ \text{y} < A_s\ F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \tag{9.3.6}$$

$$C_r' = \Sigma Q_n \tag{9.3.7}$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \tag{9.3.8}$$

e ’ , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{C_r'}{b_e f_c''} = \frac{\Sigma Q_n}{b_e f_c''} \tag{9.3.9}$$

No se considera acción compuesta en el cálculo de resistencias en flexión cuando ΣQ_n es menor que 0.4 veces el menor de los valores $0.85b_e\ t\ f_c''$ y $A_s\ F_y$, ni en el cálculo de deflexiones cuando ΣQ_n es menor que 0.25 veces el menor de los valores $0.85b_e\ t\ f_c''$ y $A_s\ F_y$.

Nota: Se ha demostrado que para cálculos de resistencia es aceptable un límite inferior de 40 por ciento de la conexión en cortante completo; debajo de este valor no puede asegurarse la acción compuesta completa, por el deslizamiento que se presenta entre viga y losa. Para cálculo de deflexiones, determinadas para niveles específicos de carga, es adecuado, por el mismo motivo, el límite inferior de 25 por ciento. En algunas especificaciones no se incluye ningún requisito mínimo en la conexión por corte. Sin embargo, muchas ayudas de diseño limitan la acción compuesta parcial a un mínimo de 25 por ciento, por razones prácticas. En estos casos deben considerarse dos fenómenos que se presentan cuando los grados de acción compuesta parcial son bajos: primero, si son menores de 50 por ciento, se requieren rotaciones grandes para llegar a la resistencia de diseño en flexión del miembro, lo que puede ocasionar una ductilidad muy limitada después de que se alcanza esa resistencia; segundo, una acción compuesta reducida ocasiona la rápida terminación del comportamiento elástico de la viga y los conectores de cortante. Como las normas están basadas en conceptos de resistencia última, se han eliminado medios para comprobar que el comportamiento en condiciones de servicio es elástico, lo que puede tener importancia cuando la acción compuesta parcial es limitada.

En las expresiones anteriores:

A_s área de la sección transversal de la sección de acero.
T_r resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte.
C_r resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.
C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.

a profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.
e distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero, C_r y T_r.
e' distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero, C_r' y T_r.

b) Pandeo local del alma

El pandeo local del alma puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta que trabaja en flexión positiva, cuando el alma de la viga es esbelta, y una parte importante de ella está en compresión.

Si $h/t_a \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.85, y M_n, momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

Si $h/t_a > 3.76\sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.90, y M_n se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto de apuntalamiento durante la construcción.

h y t_a son el peralte y el grueso del alma de la sección.

c) Losa de concreto en tensión (zonas de momento negativo)

El momento resistente de diseño M_R de las zonas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (Capítulo 6) o, si la viga es tipo 1 o 2 (Sección 3.2), y está contraventeada adecuadamente, puede calcularse con $F_R = 0.90$ y con el momento M_n correspondiente a las hipótesis del inciso 9.3.1.a2.

9.3.4 Losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada ("steel-deck")

a) Generalidades

La resistencia de diseño en flexión, $M_{RC} = F_R\ M_n$, de elementos compuestos formados por una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada ("steel-deck") conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta Sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en los incisos 9.3.1 a 9.3.3, con las modificaciones que siguen.

Esta Sección se aplica a láminas acanaladas y corrugadas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y un ancho medio de 50 mm o más, pero en los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En el inciso 9.3.4.c se indican restricciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante tipo pernos de acero con cabeza ("headed steel studs"), de diámetro no mayor de 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de grueso total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de grueso nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m²). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

El grueso de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

Nota: La figura 9.3.2 ilustra las variables y límites geométricos para una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada. Por claridad de la figura no se muestra el acero de refuerzo en el concreto.

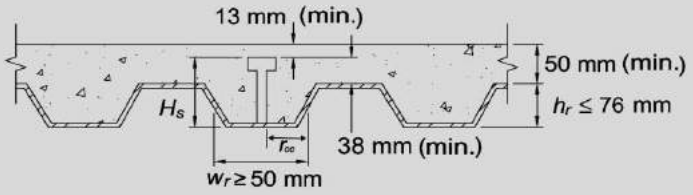


Figura 9.3.2 Variables y límites en losa con lámina acanalada y corrugada

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina. A_c es el área efectiva de la losa de concreto.

La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en el inciso 9.3.7 por el factor de reducción siguiente:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(w_r/h_r\right)\left[\left(H_s/h_r\right)-1.0\right]\leq 1.0 \qquad (9.3.10)$$

h_r y w_r altura nominal y ancho medio de la nervadura

H_s longitud del conector después de soldarlo (se toma igual o menor que h_r + 76 mm, aunque la altura real sea mayor)

N_r número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga (en los cálculos, no más de tres, aunque haya más conectores)

Cuando se coloca un solo conector en una nervadura perpendicular a la viga de acero, el factor de resistencia de la ecuación 9.3.10 no debe ser mayor de 0.75.

Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de A_c (Inciso 9.3.7), debe incluirse ese concreto.

Las nervaduras o costillas de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio w_r de la costilla apoyada en la viga no será menor de 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada línea adicional de conectores.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra de acero con cabeza es el valor estipulado en el inciso 9.3.7, pero cuando w_r / h_r es menor que 1.5, ese valor se multiplica por el factor de reducción:

$$0.6\left(w_r/h_r\right)\left[\left(H_s/h_r\right)-1.0\right]\leq 1.0 \qquad (9.3.11)$$

w_r, h_r y H_s se definieron previamente.

9.3.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R\ M_n$, se evalúa tomando F_R igual a 0.9 y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión, $F_R\ M_n$, puede determinarse con F_R igual a 0.9 y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables del inciso 9.3.1.a, la resistencia de diseño en flexión, $F_R\ M_n$, puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con F_R igual a 0.9.

9.3.6 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada, f_c'.

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6.

9.3.7 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza, soldados al patín del perfil, armadura o larguero de alma abierta.

9.3.7.1 Materiales

Los conectores de cortante serán canales de alguno de los aceros estructurales indicados en el inciso 1.4.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza que deben satisfacer los requisitos del inciso 1.4.5 cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 15 kN/m³ (1500 kg/m³).

9.3.7.2 Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de elementos de acero ahogados en concreto, que se trata en los incisos 9.3.1 y 9.3.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

a) $0.85 f_c' A_c$

b) $A_s F_y$

c) ΣQ_n

f_c'	resistencia especificada del concreto en compresión
A_c	área efectiva de la losa de concreto
ΣQ_n	suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial
A_s y F_y	se han definido con anterioridad

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:

a) $A_r F_{yr}$

b) ΣQ_n

A_r área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

ΣQ_n se ha definido arriba. Este valor sólo aplica a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

9.3.7.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

La resistencia nominal de un conector de barra de acero con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \leq A_{sc} F_u \qquad (9.3.12)$$

A_{sc} área de la sección transversal del vástago del conector

f_c' resistencia especificada del concreto en compresión

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector (F_u = 414 MPa; 4220 kg/cm², para los conectores que se usan generalmente; véase el inciso 1.4.5)

E_c módulo de elasticidad del concreto con las características que correspondan (clase 1 o 2, peso normal o ligero, y resistencia normal o alta resistencia) de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Nota: No se especifica un factor de resistencia para los conectores debido a que la ecuación de resistencia en flexión de vigas compuestas considera implícitamente todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

Cuando los conectores están ahogados en una losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ecuación 9.3.12 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecuaciones 9.3.10 y 9.3.11. Los factores de reducción no aplican al límite superior de la ecuación 9.3.12.

9.3.7.4 Resistencia de conectores de canal

La resistencia nominal de una sección canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5 t_a) l_{cc} \sqrt{f_c' E_c} \qquad (9.3.13)$$

t_p grueso del patín

t_a grueso del alma

l_{cc} longitud de la canal

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

9.3.7.5 Número de conectores

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con el inciso 9.3.7.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en los incisos 9.3.7.3, 9.3.7.4, 9.3.4.b o 9.3.4.c.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ecuación:

$$\Sigma Q_n = N Q_n = 1.3 A_{ci} F_y \qquad (9.3.14)$$

N número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo

Q_n resistencia al corte de un conector

A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

9.3.7.6 Colocación y espaciamiento de los conectores

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, M_{max}, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión:

$$N\left(\frac{M - M_r}{M_{\max} - M_r}\right) \tag{9.3.15}$$

M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
M_r momento resistente de diseño de la sección de acero
N se ha definido arriba

Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección I o H, exactamente sobre el alma.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente τ del diámetro del conector entre el grueso del material al que se suelda no debe ser mayor de 4.0. Si $4.0 \geq \tau > 2.5$, la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción, $R_f = 2.67 - 0.67\,\tau \leq 1.0$.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el grueso total se incluye el peralte de las nervaduras.

Nota: Consulte otras referencias para los casos en que la losa es de concreto ligero.

9.3.8 Refuerzo de la losa

Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

9.3.8.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

9.3.8.2 Refuerzo transversal

a) Losas macizas

Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, a menos que se sepa, por experiencia, que es poco probable que se formen grietas longitudinales, debidas a la acción compuesta, directamente sobre ellos. El refuerzo adicional se colocará en la parte inferior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.002 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente.

b) Losas sobre lámina acanalada

Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.001 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

9.3.9 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

El momento de inercia efectivo, I_e, de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la ecuación

$$I_e = I_a + \sqrt{\left(\Sigma Q_n / C_f\right)}\left(I_{tr} - I_a\right) \qquad (9.3.16)$$

I_a momento de inercia de la sección de acero
I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa
ΣQ_n suma de resistencias de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo
C_f fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores f_c" A_c y A_s F_y (inciso 9.3.7.2)

El módulo de sección efectivo, S_e, referido al patín en tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual a

$$S_e = S_a + \sqrt{\left(\Sigma Q_n / C_f\right)}\left(S_{tr} - S_a\right) \qquad (9.3.17)$$

S_a y S_{tr} son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación $\Sigma Q_n / C_f$ es menor que 0.25, para evitar deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

9.3.10 Resistencia en cortante

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del Capítulo 7, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma F_R igual a 0.75.

9.3.11 Deflexiones

9.3.11.1 Vigas de acero de alma llena

En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

a) Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ecuación 9.3.16.

b) La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_f A_c L^2 y}{8 n I_{tr}} \qquad (9.3.18)$$

ε_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre, igual a 200×10^{-6}
A_c área efectiva de la losa de concreto
L claro de la viga

n relación modular, E/E_c
y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta
I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada

9.3.11.2 Armaduras y largueros de alma abierta

a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_e = I'_a + 0.77(I'_t - I'_a) \tag{9.3.19}$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

I_a' e I_t' son los momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en el inciso 9.3.11.1.b.

9.3.12 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, deberán satisfacerse todos los requisitos de este Capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

9.3.13 Diafragmas compuestos y vigas colectoras

Al igual que en un sistema de losa convencional, es importante revisar los conceptos necesarios y detallar los elementos requeridos para transmitir las fuerzas horizontales de sismo o viento entre los diafragmas y vigas auxiliares a los elementos principales del sistema de piso.

9.4 Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de este capítulo, la resistencia de los elementos estructurales, los conectores de cortante, las conexiones, y los detalles constructivos, se determinarán por medio de un estudio analítico avanzado e integral, y/o un programa adecuado de pruebas de laboratorio, aprobado por la Administración.

10. CONEXIONES

Este capítulo se refiere a los elementos de conexión, conectores y elementos involucrados de los miembros conectados no sometidos a condiciones de fatiga; comprende los conceptos siguientes:

10.1. Generalidades
10.2. Soldaduras
10.3. Tornillos y partes roscadas
10.4. Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
10.5. Placas de relleno
10.6. Empalmes
10.7. Barras de anclaje e insertos
10.8. Almas y patines con cargas concentradas
10.9. Conexiones rígidas entre vigas y columnas

10.1 Generalidades

Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y por conectores (soldaduras, tornillos). Los elementos componentes se dimensionan para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la solicitación de diseño correspondiente, determinada:

a) Con un análisis estructural bajo cargas de diseño como se especifica en el Capítulo 2

b) Partiendo de la resistencia de diseño máxima probable de los miembros conectados (diseño por capacidad)

Nota: Las conexiones deben transmitir las acciones calculadas en los miembros que liguen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

10.1.1 Conexiones simples

Cuando una conexión se considera flexible se diseña, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizan elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejan holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

10.1.2 Conexiones rígidas

Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñan para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones. Estas conexiones se tratan con detalle en la sección 10.9.

10.1.3 Conexiones mínimas

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5000 kg).

El número mínimo de tornillos en una conexión es dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los indicados en los incisos 10.2.5 y 10.2.6.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

10.1.4 Excentricidades

En el diseño deben considerarse las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando sean consecuencia de que los ejes de los miembros no concurran en un punto.

El centro de gravedad del grupo de tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de tornillos.

10.1.5 Juntas en miembros en compresión

En miembros comprimidos pueden usarse juntas cepilladas que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de solicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

10.1.6 Desgarramiento laminar (“lamellar tearing”)

Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina, en te o de cualquier otro tipo, de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre, por la acción de cargas exteriores o por la combinación de ambos factores. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se revisará el material sometido a ese tipo de trabajo y se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar. En casos especialmente críticos puede ser necesario revisar el material antes de usarlo, y rechazarlo si se encuentran condiciones que faciliten este tipo de falla.

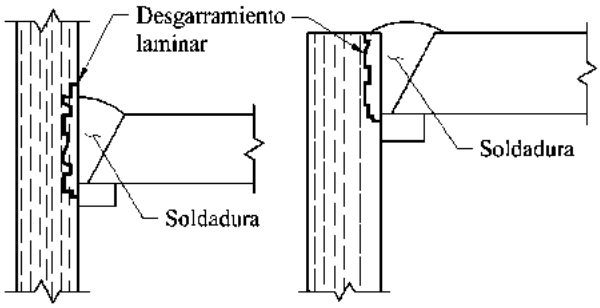


Figura 10.1.1 Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina.

Nota: Un ejemplo típico se presenta en el patín de una columna frente al patín en tensión de la viga en una conexión rígida. El desgarramiento no es importante frente al patín comprimido.

10.1.7 Tornillos en combinación con soldadura

10.1.7.1 En obras nuevas

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

10.1.7.2 En obras ya construidas

Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

10.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes

En modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

10.1.9 Empalmes en material grueso

Esta sección se aplica a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben satisfacerse los requisitos siguientes:

a) El material debe tener la tenacidad que se indica en el inciso 1.4.1.1

b) Los agujeros de acceso tendrán las características del inciso 10.1.10

c) El material de relleno cumplirá los requisitos del inciso 10.2.2

Estos requisitos no son aplicables a secciones formadas por varias placas cuando los empalmes se hacen en cada una de ellas, antes de unirlas entre sí.

Se especificarán requisitos de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse las superficies expuestas al hacerlo.

Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras, por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinadas con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

10.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras

Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar las operaciones de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor de l.5 veces el espesor del material donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del material perforado, pero no menor de 19 mm ni mayor que 50 mm (Figura 10.1.2).

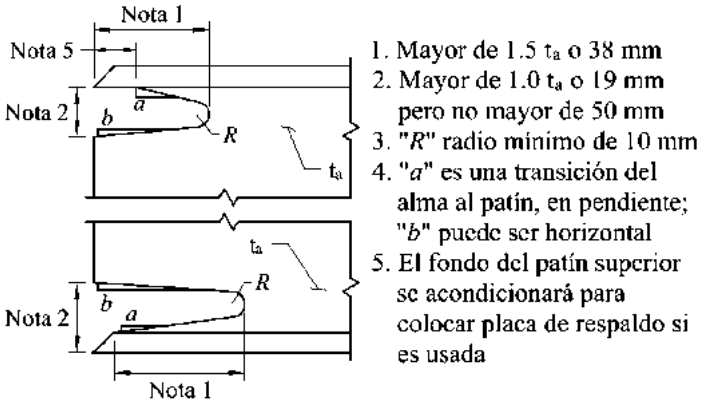


Figura 10.2.2 Detalle de agujeros de acceso

En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y trabes armadas que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor de 10 mm.

En secciones armadas con alma y patines unidos entre sí con soldaduras de filete o de penetración parcial, los agujeros de acceso estarán libres de muescas y de esquinas entrantes en ángulo agudo.

Se permite que los agujeros terminen perpendicularmente al patín siempre que la soldadura acabe a una distancia de la perforación de acceso por lo menos igual al tamaño de la soldadura.

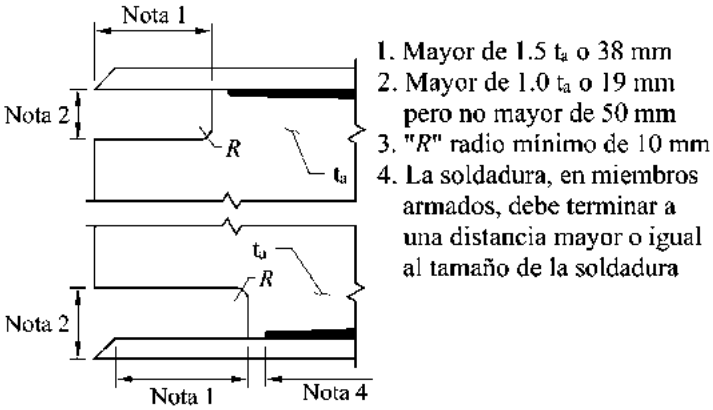


Figura 10.1.3 Detalle de agujero de acceso en miembros armados

En secciones pesadas, definidas en el inciso 1.4.1.1, las superficies de los agujeros de acceso cortadas térmicamente deben pulirse hasta la condición de metal brillante, e inspeccionarse con partículas magnéticas o líquidos penetrantes, antes de depositar la soldadura. Cuando la curva de transición de los agujeros se ha hecho con taladro o sierra, no es necesario pulir esa zona

En perfiles que no sean los definidos en el párrafo anterior no es necesario pulir las superficies ni inspeccionarlas con partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

10.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas.

En las conexiones que se indican en el inciso 10.3.2 deben emplearse juntas soldadas o con tornillos pretensados.

10.2 Soldaduras

10.2.1 Generalidades

Los tipos de soldadura precalificados son los de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en estas Normas son la soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW), la soldadura automática de arco sumergido (SAW), la protegida con gases (GMAW) y la soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW). Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

Nota: Las letras, con las que se designan estos procesos, provienen de sus nombres en inglés.

10.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente o gas, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante del electrodo respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver inciso 10.2.2.1).

10.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3400 y 3700 kg/cm²), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y 481 MPa (4200 y 4900 kg/cm²), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2530 y 4080 kg/cm²), respectivamente; para el acero A572 Gr 50 es compatible la soldadura con electrodo E70XX.

Nota: Los dos o tres primeros dígitos que siguen a la letra E en la notación AWS (American Welding Society), por ejemplo 70 en E70XX, indican la resistencia a la ruptura en tensión del metal depositado por el electrodo, en kips/pulg².

10.2.3 Tipos de soldaduras

En estas Normas se consideran cuatro tipos de soldaduras:

a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.

b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.

c) Soldaduras de tapón.

d) Soldaduras de ranura.

Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

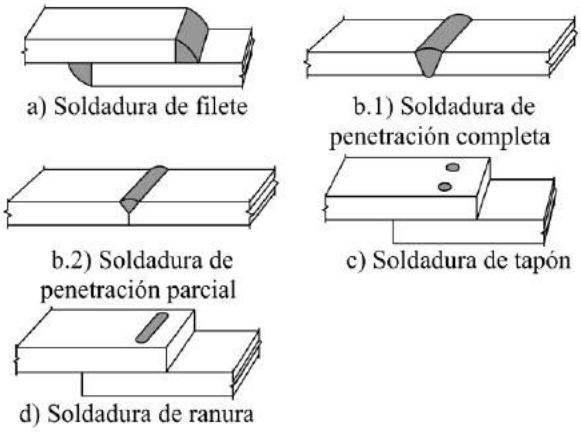


Figura 10.2.1 Tipos de soldaduras

10.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

c) La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

d) La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la soldadura. Puede utilizarse una garganta efectiva más grande si se demuestra, por medio de ensayes de soldaduras en las que se ha utilizado el mismo proceso de producción e iguales variables en el procedimiento, que se obtiene, de manera consistente, una penetración mayor que la de la raíz de la soldadura diagramática.

f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (backgouging), es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 10.2.1.

h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 10.2.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 10.2.2, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño de la garganta deseado.

Tabla 10.2.1 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición[1]	Tipo de preparación	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW) Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	Todas	En U o J Bisel V 60°	Profundidad del bisel
Soldadura automática de electrodo sumergido (SAW)	P	En U o J Bisel V 60°	
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	P H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW)	Todas	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW)	V C		

(1) Posición plana (P), horizontal (H), vertical (V), de cabeza (C).

Tabla 10.2.2 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Proceso de soldadura	Bisel	Bisel doble
GMAW, FCAW-G[1]	5/8 R	3/4 R
SMAW, FCAW-S[2]	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

[1]. FCAW con protección adicional obtenida con un suministro externo de gas
[2]. FCAW con protección obtenida exclusivamente con el fundente del electrodo

Para ranuras simples con R < 10 mm usar solamente soldadura de refuerzo de filete en juntas a tope.

R radio de la superficie de la junta. Se puede suponer igual a 2 t para esquinas de secciones huecas rectangulares o circulares.

10.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 10.2.3. El tamaño queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

Tabla 10.2.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta, mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
más de 19 (3/4) hasta 38 (1 ½)	8 (5/16)
más de 38 (1 ½) hasta 57 (2 ¼)	10 (3/8)
más de 57 (2 ¼) hasta 150 (6)	13 (1/2)
mayor que 150 (6)	16 (5/8)

10.2.6 Soldaduras de filete

10.2.6.1 Tamaño mínimo

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no será menor que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni que el indicado en la tabla 10.2.4. Este requisito no se aplica a las soldaduras de filete que se utilizan como refuerzo de soldaduras de penetración completa o parcial.

Nota: La tabla 10.2.4 proporciona el tamaño mínimo de una soldadura de filete para un grueso dado de la más delgada de las partes unidas. Este requisito no se basa en consideraciones de resistencia, sino en el efecto de templado del material grueso sobre las soldaduras pequeñas, pues el enfriamiento muy rápido de éstas puede ocasionar una pérdida de ductilidad. Además, la restricción de la contracción del metal de soldadura producida por la parte gruesa puede provocar grietas en él.

Tabla 10.2.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño mínimo del filete [(1)], mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)

[(1)] Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

10.2.6.2 Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

a) En los bordes de material de espesor menor que 6 mm, no mayor que el grueso del material.

b) En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm, el grueso del material menos 2 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 2 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

10.2.6.3 Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no será menor que cuatro veces su tamaño nominal. Como alternativa, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.1.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial en el extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β, que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(L/a\right) \leq 1.0 \qquad (10.2.1)$$

L longitud real de la soldadura
a tamaño de su pierna

Si L > 300a, β se toma igual a 0.60.

Nota: Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección armada, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas o trabes, cuando no se usa la resistencia posterior al pandeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

10.2.6.4 Soldaduras intermitentes

Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros armados. La longitud efectiva

de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces su tamaño, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

10.2.6.5 Juntas traslapadas

El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

10.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete

Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete.

Nota: Un ejemplo son los elementos del alma de una armadura que se unen con soldaduras de filete a las cuerdas o a las placas de nudo.

2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga, que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida.

3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina, se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete.

4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura que une el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma.

5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

10.2.6.7 Soldaduras de filete en agujeros y ranuras

Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar el pandeo o la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

10.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el tamaño de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el tamaño del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor que 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor que 16 mm.

10.2.8 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos F_R F_{MB} A_{MB} y F_R F_s A_S.

A_{MB} área de la sección transversal del metal base
A_S área efectiva de la soldadura
F_{MB} resistencia nominal del metal base
F_s resistencia nominal del metal del electrodo
F_R factor de resistencia

En la tabla 10.2.5 se proporcionan los valores de F_R, F_{MB}, F_s y demás información pertinente.

En lugar de utilizar las resistencias de diseño, constantes, de la tabla 10.2.5, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento que se describe a continuación.

1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales del mismo tamaño, cargadas en su plano, a través del centro de gravedad del grupo, es igual a la suma de los productos F_R F_s A_S, donde

$$F_s = 0.60 F_{EXX} \left(1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta\right) \qquad (10.2.2)$$

F_R 0.75
F_{EXX} número de clasificación del electrodo
Θ ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados

Nota: En un grupo lineal de soldaduras todos los cordones están en una línea o son paralelos entre sí.

2) El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de los centros instantáneos de rotación.

Las soldaduras empleadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga (Apéndice D).

10.2.9 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tabla 10.2.5 Resistencias de diseño de soldaduras

Tipos de solicitación y dirección respecto al eje de la soldadura [1]	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Resistencia requerida del metal de aportación [2, 3]
(a) Soldaduras de penetración completa [4]				
Tensión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F_y	Debe usarse metal de aportación compatible con el del metal base. Para juntas en T o en esquina sin remoción de la placa de respaldo se requiere un metal de aportación resistente a muescas.
Compresión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o un nivel menor que la del metal de aporte compatible con el metal base

Tensión o compresión. Paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no requieren ser consideradas en el diseño de la soldadura que une esas partes	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base
Cortante	Resistencia de la junta controlada por metal base	0.90	$0.60F_y$	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.
(b) Soldaduras de penetración parcial; se incluyen soldaduras de bisel y acampanadas [4]				
Tensión. Normal al eje de la soldadura.	Metal base	0.75	F_u	Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Columna a placa de base y empalmes de columnas	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Compresión. Conexiones de miembros diseñadas para soportar por aplastamiento miembros que no sean columnas	Metal base	0.90	F_y	
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Conexiones no preparadas para trabajar en compresión por aplastamiento	Metal base	0.90	F_y	
	Soldadura	0.80	$0.90F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Cortante	Metal base	Controlado por la sección 10.4		
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
(c) Soldaduras de filete incluyendo filetes en ranuras y agujeros y juntas T esviajadas [4]				
Cortante	Metal base	Controlado por la sección 10.4		Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de las soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
(d) Soldaduras de tapón o de ranura [4]				
Cortante paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)	Metal base	Controlado por la sección 10.4		Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	

Notas:

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_{EXX} Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm²).

[1] Definición de áreas y tamaños efectivos; véase el inciso 10.2.4.

[2] Para la definición de "metal de aportación compatible con el metal base" véase el inciso 10.2.2.1.

[3] Puede utilizarse metal de aportación con nivel de resistencia un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm²) que el compatible con el metal base.

[4] Para los distintos tipos de soldadura véase el inciso 10.2.3.

[5] Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros armados, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

[6] El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a F_R $(0.6F_u)$ A_{nc} , donde F_R es igual a 0.75 y A_{nc} es el área neta en cortante (sección 10.4).

10.3 Tornillos y partes roscadas

Esta sección se refiere al diseño de tornillos y barras roscadas, utilizados como conectores.

10.3.1 Tornillos de alta resistencia

Los tornillos que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las especificaciones incluidas en los grupos A y B de del inciso 1.4.3(2).

Dependiendo del tipo de conexión puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 10.3.1. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada o un tornillo de diseño especial.

Los tornillos pueden colocarse al apriete cuando se usan en:

a) Conexiones por aplastamiento, excepto en los casos que se indican en el inciso 10.3.2.

b) Tornillos del Grupo A en tensión o tensión y cortante combinados, cuando el aflojamiento o la fatiga debidos a vibraciones o fluctuaciones de la carga no son consideraciones de diseño.

10.3.2 Tornillos con apriete ajustado (apriete)

Los tornillos de alta resistencia instalados con apriete ajustado pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto en las que se indican más adelante.

El apriete ajustado se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

Para diseñar tornillos con apriete ajustado deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 10.3.2.

Tabla 10.3.1 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia

Diámetro del tornillo		Tornillos Grupo A (A325 y equivalentes)		Tornillos Grupo B (A490 y equivalentes)	
mm	(pulg.)	kN	(kg) [1]	kN	(kg) [1]
13	(1/2)	53	(5400)	67	(6800)
16	(5/8)	84	(8600)	107	(10900)
19	(3/4)	125	(12700)	156	(15900)
22	(7/8)	174	(17700)	218	(22200)
25	(1)	227	(23100)	284	(29000)
28	(1 1/8)	285	(29000)	356	(36300)
32	(1 1/4)	360	(36700)	454	(46300)
35	(1 3/8)	432	(44000)	538	(54900)
38	(1 1/2)	525	(53500)	658	(67100)

[1] Igual a 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos.

Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensados (o soldaduras) en:

a) Empalmes de columnas en todas las estructuras de 40 m de altura, o más

b) Empalmes de columnas en estructuras de menos de 40 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura

c) Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura

d) Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones

e) Estructuras que soportan grúas viajeras de más de 50 kN (5 t) de capacidad, uniones entre elementos que las soportan, uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas

f) Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos

g) Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados

h) Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos

i) Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño

En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia con apriete ajustado.

Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensarse.

Tabla 10.3.2 Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Tensión MPa (kg/cm²)	Cortante en conexiones por aplastamiento	
		Con cuerda incluida (Tipo N) MPa (kg/cm²)	Con cuerda excluida (Tipo X) MPa (kg/cm²)
Tornillos A307	310 (3160) (1)	186 (1900) (2, 3)	186 (1900) (2, 3)
Tornillos del Grupo A (A325 y equivalentes)	620 (6320)	372 (3800) (3)	469 (4780) (3)
Tornillos del Grupo B (A490 y equivalentes)	780 (7950)	469 (4780) (3)	579 (5900) (3)
Partes roscadas	0.75 F_u (1)	0.45 F_u (1)	0.56 F_u (1)

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos es de la ASTM
1 Carga estática únicamente
2 Se permite que la rosca esté en los planos de corte
3 Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.0 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento
N Cuando la rosca está incluida en los planos de corte
X Cuando la rosca está excluida de los planos de corte
El factor de resistencia, F_R, en todos los casos es de 0.75

10.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas “por aplastamiento” (bearing type joints), y las segundas “de fricción” o de “deslizamiento crítico” (slip–critical joints).

En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento han de apretarse hasta darles la tensión mínima especificada.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables del inciso 10.3.13.

Los valores de las resistencias nominales de las tablas 10.3.2 y 10.3.6 corresponden a tornillos instalados con apriete ajustado.

10.3.4 Tamaños de los agujeros

a) En la tabla 10.3.3 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.

b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.

c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas.

d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse rondanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las rondanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren rondanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la rondana de placa o de la solera.

10.3.5 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de tornillos de acero H-118 (ASTM-A307) sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

10.3.6 Separaciones mínimas

La distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a $2\ ^{2}/_{3}$ veces el diámetro nominal.

Tabla 10.3.3 Dimensiones nominales de agujeros para tornillos [1]

Diámetro nominal del tornillo, d		Dimensiones de los agujeros							
		Estándar (diámetro)		Sobredimensionados (diámetro)		Alargados cortos (ancho × longitud)		Alargados largos (ancho × longitud)	
mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
12.7	($^{1}/_{2}$)	14.3	($^{9}/_{16}$)	15.9	($^{5}/_{8}$)	14.3×17.5	($^{9}/_{16}$×$^{11}/_{16}$)	14.3×31.8	($^{9/}_{16}$×1 $^{1}/_{4}$)
15.9	($^{5}/_{8}$)	17.5	($^{11}/_{16}$)	20.6	($^{13}/_{16}$)	17.5×22.2	($^{11}/_{16}$×$^{7}/_{8}$)	17.5×39.7	($^{11}/_{16}$×1 $^{9}/_{16}$)
19.1	($^{3}/_{4}$)	20.6	($^{13}/_{16}$)	23.8	($^{15}/_{16}$)	20.6×25.4	($^{13}/_{16}$×1)	20.6×47.6	($^{13}/_{16}$×1 $^{7}/_{8}$)
22.2	($^{7}/_{8}$)	23.8	($^{15}/_{16}$)	27.0	(1 $^{1}/_{16}$)	23.8×28.6	($^{15}/_{16}$×1 $^{1}/_{8}$)	23.8×55.6	($^{15}/_{16}$×2 $^{3}/_{16}$)
25.4	(1)	28.6	(1 $^{1}/_{8}$)	31.8	(1 $^{1}/_{4}$)	28.6×33.3	(1 $^{1}/_{8}$×1 $^{5}/_{16}$)	28.6×63.5	(1 $^{1}/_{8}$×2 $^{1}/_{2}$)
≥28.6	(≥1$^{1}/_{8}$)	d+3.1	(d+$^{1}/_{8}$)	d+7.9	(d+$^{5}/_{16}$)	(d+3.1)×(d+9.5)	(d+$^{1}/_{8}$)×(d+$^{3}/_{8}$)	(d+3.1)×(2.5d)	(d+$^{1}/_{8}$)×(2.5d)

[1] Los tamaños son nominales.

10.3.7 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 10.3.4, ni que la requerida en el inciso 10.3.13.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C_1 indicado en la tabla 10.3.13. Véanse los requisitos del inciso 10.3.13 para resistencia por aplastamiento.

10.3.8 Separación y distancias al borde máximas

La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm.

b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.

c) Se cumplirán los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

Tabla 10.3.4 Distancia mínima del centro de un agujero estándar[1] al borde de la parte conectada[2]

Diámetro nominal del tornillo, d		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete [3]	
mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
13	($^1/_2$)	22	($^7/_8$)	19	($^3/_4$)
16	($^5/_8$)	28	(1 $^1/_8$)	22	($^7/_8$)
19	($^3/_4$)	32	(1 $^1/_4$)	25	(1)
22	($^7/_8$)	38 [4]	(1 $^1/_2$) [4]	29	(1 $^1/_8$)
25	(1)	44 [4]	(1 $^3/_4$) [4]	32	(1 $^1/_4$)
28	(1 $^1/_8$)	51	(2)	38	(1 $^1/_2$)
32	(1 $^1/_4$)	57	(2 $^1/_4$)	41	(1 $^5/_8$)
> 32	> (1 $^1/_4$)	1.7×diámetro		1.25×diámetro	

1. Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes del inciso 10.3.13
2. Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C_1 dadas en la 10.3.5.
3. Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.
4. Pueden reducirse a 32 mm en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

Tabla 10.3.5 Valores del incremento de la distancia al borde, C_1

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendiculares al borde			Paralelos al borde
				Cortos		Largos[1]	
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg		
≤ 22	≤ $^7/_8$	2	$^1/_{16}$	3	$^1/_8$		
25	1	3	$^1/_8$	3	$^1/_8$	0.75d	0
≥ 29	≥ 1 $^1/_8$	3	$^1/_8$	5	$^3/_{16}$		

1 Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 10.3.3), C_1 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

10.3.9 Tensión o cortante

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia, F_R, por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b, y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n.

$$F_R R_n = F_R F_n A_b \qquad (10.3.1)$$

El factor de resistencia es F_R = 0.75. Las resistencias nominales en tensión o cortante son las de la tabla 10.3.2.

Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual a la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca, y los tornillos han de pretensarse.

El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u, de los tornillos de alta resistencia, se da en el inciso 1.4.3, y se repite aquí.

a) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.); F_u = 830 MPa (8440 kg/cm²)

b) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.); F_u = 725 MPa (7380 kg/cm²)

c) Tornillos H-123 (ASTM A490) de cualquier diámetro; F_u = 1035 MPa (10550 kg/cm²)

10.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

La resistencia permisible de un tornillo sujeto a tensión y fuerza cortante combinadas se determina de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y cortante, de la manera siguiente:

$$R_n = F'_{nt} A_b \tag{10.3.2}$$

F_{nt}' esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75F_{nc}} f_{rc} \leq F_{nt} \tag{10.3.3}$$

F_{nt} esfuerzo nominal en tensión de la tabla 10.3.2
F_{nc} esfuerzo nominal en cortante de la tabla 10.3.2
f_{rc} esfuerzo cortante requerido

El esfuerzo cortante admisible del tornillo debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido, f_{rc}.

10.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no se deben deslizar se hace de acuerdo con el inciso 10.3.11.1 o 10.3.11.2, y se revisa por cortante con el inciso 10.3.9 o 10.3.10, y por aplastamiento según los incisos 10.3.4 y 10.3.13.

10.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo, $F_R\, r_{str}$, debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13\mu T_b N_s \tag{10.3.4}$$

T_b tensión mínima por tornillos dada en la tabla 10.3.1

N_S número de planos de deslizamiento

μ coeficiente de deslizamiento medio; puede determinarse por medio de ensayes, o tomar los valores siguientes:

1) $\mu = 0.30$, para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena o galvanizadas con superficie rugosa)
2) $\mu = 0.50$, para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena).

F_R factor de resistencia, igual a:
1) $F_R = 1.0$, para agujeros estándar o alargados cortos, perpendiculares a la dirección de la fuerza
2) $F_R = 0.85$, para agujeros alargados cortos paralelos a la dirección de la fuerza
3) $F_R = 0.70$, para agujeros alargados

10.3.11.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

La resistencia de diseño al cortante por tornillo, $F_R\, F_v\, A_b$, bajo cargas de servicio, debe ser igual o mayor que la fuerza cortante que producen esas cargas en cada tornillo.

F_R se toma igual a 1.0 para agujeros estándar, sobre-dimensionados, alargados cortos y alargados largos cuando son perpendiculares o paralelos a la línea de acción de la fuerza.

F_v es la resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico (Tabla 10.3.6).

Cuando la combinación de cargas incluye viento o sismo, además de las cargas muertas y vivas, la fuerza cortante en el tornillo, producida por las acciones de servicio combinadas, puede multiplicarse por 0.9.

10.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con los incisos 10.3.11.1 y 10.3.12.1, o 10.3.11.2 y 10.3.12.2.

10.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T_u que reduce la fuerza de apriete, la resistencia $F_R\, r_{str}$, calculada de acuerdo con el inciso 10.3.11.1, debe multiplicarse por el factor $1–T_u/(1.13T_b N_b)$, donde T_b es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 10.3.1), y N_b el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada T_u.

Tabla 10.3.6 Resistencia nominal al cortante, F_v, en MPa (kg/cm²), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico [1, 2]

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
H-124 (A325)	117 (1200)	103 (1050)	83 (840)	69 (700)
H-123 (A490)	145 (1480)	124 (1270)	103 (1050)	90 (915)

1 Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.30$.

2 Para cada plano de corte.

10.3.12.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T que reduce la fuerza de apriete, la resistencia al deslizamiento por tornillo, $F_R F_v A_b$, calculada según el inciso 10.3.11.2, debe multiplicarse por el factor $1–T/(0.80T_b N_b)$, donde T_b se ha definido arriba, y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión de servicio T.

10.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R\, R_n$, donde F_R vale 0.75 y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica en el inciso 10.6.1.

La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y de deslizamiento crítico.

Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con el inciso 10.3.4.

a) Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño,

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \qquad (10.3.5)$$

Si no lo es

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \qquad (10.3.6)$$

b) Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza,

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \qquad (10.3.7)$$

La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

L_c distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material
d diámetro nominal del tornillo
F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado
t grueso de la parte conectada crítica
R_n resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros

Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas y la zona común a los dos miembros en conexiones viga–columna.

10.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

La resistencia de diseño, $F_R R_n$, de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión, soldados o atornillados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

a) Cuando el elemento fluye en tensión ($F_R = 0.90$)

$$R_n = F_y A_t \tag{10.4.1}$$

b) Cuando el elemento se fractura en tensión ($F_R = 0.75$)

$$R_n = F_u A_{nt} \tag{10.4.2}$$

A_{nt} es el área neta efectiva en tensión, que no debe tomarse mayor que $0.85A_t$, en conexiones atornilladas.

10.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia o ruptura en cortante.

a) Cuando el elemento fluye en cortante ($F_R = 0.90$)

$$R_n = 0.60 A_t F_y \tag{10.4.3}$$

b) Cuando el elemento se fractura por cortante ($F_R = 0.75$)

$$R_n = 0.60 F_u A_{nc} \tag{10.4.4}$$

A_t es el área total y A_{nc} es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

10.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión

En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual a la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

La resistencia de ruptura por cortante y tensión del bloque a lo largo de una o varias trayectorias de falla por cortante y una de falla por tensión se toma igual a $F_R R_n$, donde $F_R = 0.75$ y

$$R_n = 0.6 F_u A_{nc} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{tc} + U_{bs} F_u A_{nt} \tag{10.4.5}$$

A_{tc} área total en cortante
A_{nt} área neta en tensión
A_{nc} área neta en cortante
U_{bs} = 1 cuando el esfuerzo de tensión es uniforme
= 0.5 cuando no es uniforme

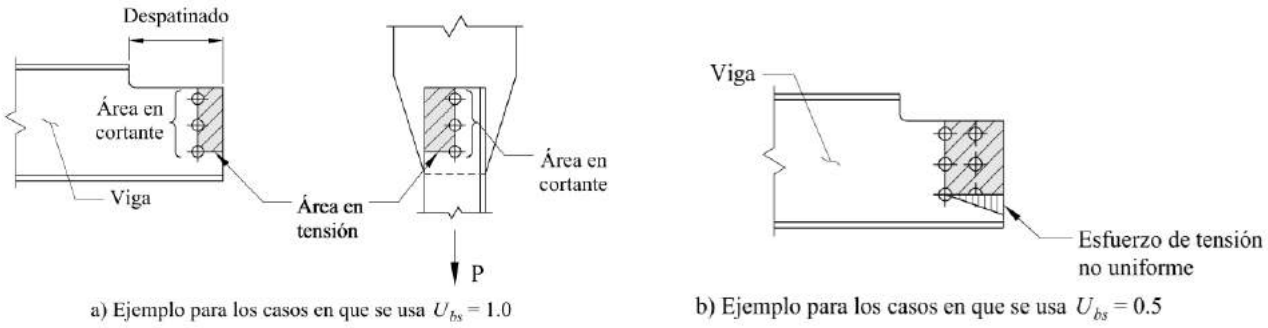


Figura 10.4.1 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión

10.4.4 Otros elementos de conexión

Se determina su resistencia de diseño, F_R R_n, correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. R_n es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$R_n = 0.60 A_t F_y \tag{10.4.6}$$

F_R es igual a 0.9

10.5 Placas de relleno

10.5.1 Juntas atornilladas

Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de espesor no mayor de 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño en cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor de 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor $1 - 0.0154(t - 6)$, donde t es el grueso total de los rellenos, en mm.

b) Los rellenos deben prolongarse más allá de la junta y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado.

c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en el inciso 10.5.1b.

d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia

10.5.2 Juntas soldadas

Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual al grueso del relleno.

10.6 Empalmes

Las uniones entre tramos de vigas o trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

10.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una a otra es $F_R R_n$, donde F_R vale 0.75 y R_n se define para varios casos.

10.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8 F_y A_a \tag{10.6.1}$$

10.6.1.2 Rodillos o mecedoras en apoyos libres

Si d ≤ 600 mm

$$R_n = 1.2\left(F_y - 88\right) l\, d/20 \text{, en MPa y mm} \tag{10.6.2}$$

$$\left(R_n = 1.2\left(F_y - 900\right) l\, d/20 \text{, en kg/cm}^2 \text{ y cm}\right)$$

Si d > 600 mm

$$R_n = 29.4\left(F_y - 88\right) l \sqrt{d}/20 \text{, en MPa y mm} \tag{10.6.3}$$

$$\left(R_n = 9.3\left(F_y - 900\right) l \sqrt{d}/20 \text{, en kg/cm}^2 \text{ y cm}\right)$$

F_y menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto
A_a área de aplastamiento
d diámetro del rodillo o la mecedora
l longitud de aplastamiento

Nota: Este tipo de apoyo casi no se utiliza en nuestro medio.

10.7 Barras de anclaje e insertos

Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas.

Los tornillos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento o una combinación de varios de esos efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de tornillos de cortante o por cortante fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar desconchamiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

Las placas base y el sistema de anclaje se diseñan de acuerdo con el Apéndice B.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

10.8 Almas y patines con cargas concentradas

10.8.1 Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de los incisos 10.8.3, 10.8.4 y 10.8.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de los incisos 10.8.3, 10.8.4 y 10.8.6, referentes a resistencias y a pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase el inciso 10.8.7, y para el de atiesadores de apoyo, el inciso 10.8.8.

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de los incisos 10.8.2 y 10.8.3.

Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de los incisos 10.8.2 a 10.8.7 deben satisfacer, además, los requisitos de los incisos 10.8.8 y 10.8.9, respectivamente.

10.8.2 Flexión local de los patines

Esta sección se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella (figura 10.8.1).

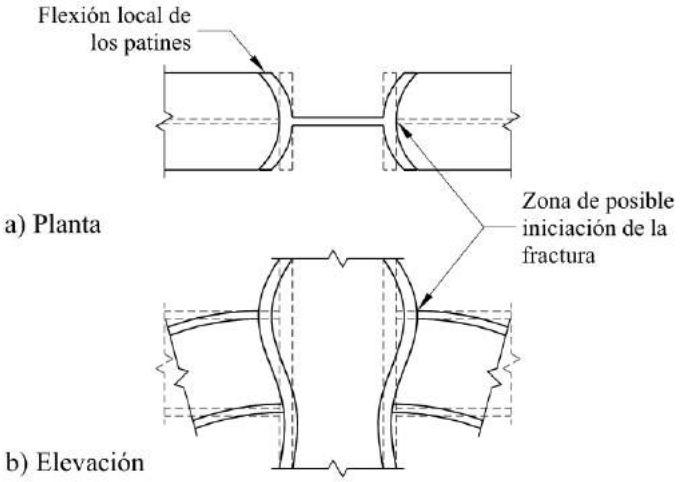


Figura 10.8.1 Deformación de una columna sin atiesadores

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.90 y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \qquad (10.8.1)$$

t_p grueso del patín en el que está aplicada la carga.

Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que $F_R R_N$, donde R_N está dado por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, se utiliza un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma para transmitirle esta fuerza.

Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_p$, R_N se reduce en 50 por ciento.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de 0.15b, donde b es el ancho del patín (figura 10.8.2), no es necesario revisar la ecuación 10.8.1.

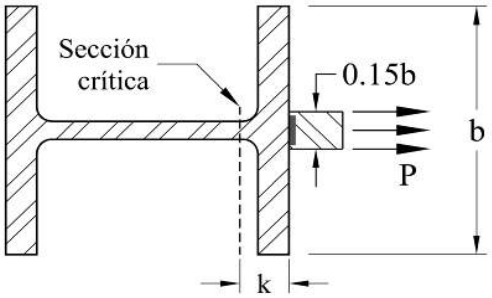


Figura 10.8.2 Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local de los patines

10.8.3 Flujo plástico local del alma

Esta sección se refiere al flujo plástico local del alma frente a fuerzas concentradas.

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 1.0 y R_N se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza que debe resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \tag{10.8.2}$$

F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma
N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal
k distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba
t_a grueso del alma

b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso 10.8.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \tag{10.8.3}$$

Las ecuaciones 10.8.2 y 10.8.3 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo (figura 10.8.3), a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga (figura 10.8.4); y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

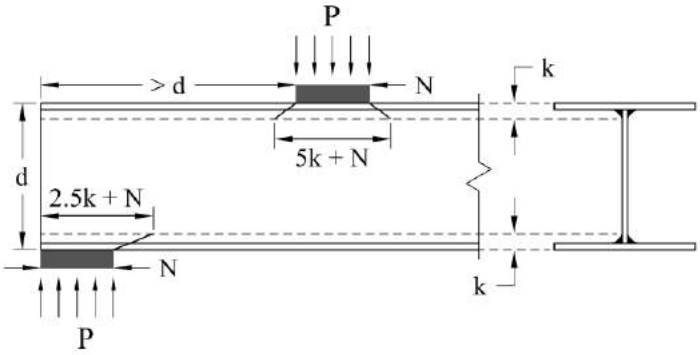


Figura 10.8.3 Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga

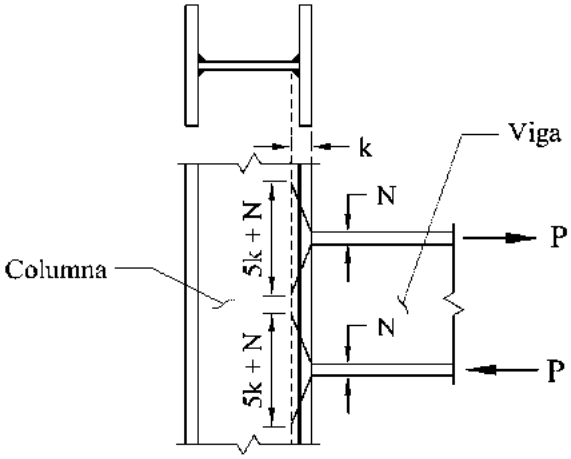


Figura 10.8.4 Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna

Si la fuerza exterior de diseño excede la resistencia calculada con la ecuación 10.8.2 o 10.8.3 ha de aumentarse la longitud de apoyo, repartir la carga en una zona más amplia, reforzar el alma con placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponda; cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

10.8.4 Abollamiento (crippling) local de almas

La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín, no debe ser mayor que $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.75, y R_N se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que d/2,

$$R_N = 0.80 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \qquad (10.8.4)$$

b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que d/2,

Si $N/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \tag{10.8.5}$$

Si $N/d > 0.2$

$$R_N = 0.4 t_a^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \tag{10.8.6}$$

d	peralte total del miembro
t_p	grueso de sus patines
t_a y N	definidos arriba

Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada, la resistencia del alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.85 y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si $(d/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \tag{10.8.7}$$

Si $(d/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

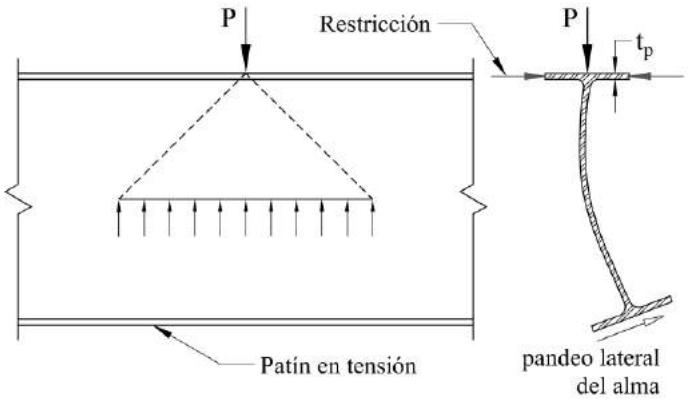


Figura 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, el patín inferior debe soportarse lateralmente, en forma local, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma (figura 10.8.6).

Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

Las placas adosadas al alma se dimensionan para resistir la fuerza aplicada total.

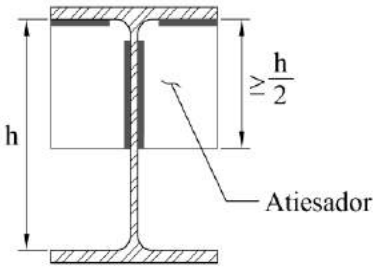


Figura 10.8.6 Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si $(d/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d^2}\left[0.4\left(\frac{d/t_a}{L/b}\right)^3\right] \qquad (10.8.8)$$

Si $(d/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

L longitud máxima no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines
b y t_p ancho y grueso del patín
t_a grueso del alma
d peralte del alma entre las regiones críticas definidas en el inciso 10.8.3

Si $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga:
$C_r = 6.75 \times 10^6$ MPa (67 500 000 kg/cm²)

Si $M_u \geq M_y$ en el punto de aplicación de la carga:
$C_r = 3.38 \times 10^6$ MPa (33 750 000 kg/cm²)

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en la que está aplicada la carga concentrada.

10.8.6 Pandeo en compresión del alma

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual a 0.90 y

$$R_N = \frac{24 t_a^3 \sqrt{E F_y}}{d} \qquad (10.8.9)$$

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicado a una distancia del extremo del miembro menor que d/2, R_N se reduce en 50 por ciento.

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo.

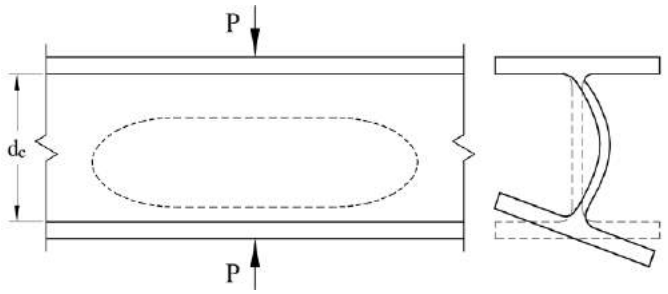


Figura 10.8.7 Falla del alma por pandeo

10.8.7 Resistencia en cortante del alma en conexiones rígidas

La resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas de miembros cuyas almas se encuentran en un mismo plano es F_R R_V, donde F_R se toma igual a 0.90 y R_V se determina como sigue:

a) Cuando no se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si $P_u \leq 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y dt_a \tag{10.8.10}$$

Si $P_u > 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y dt_a \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y}\right) \tag{10.8.11}$$

b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_V = 0.60F_y dt_a \left(1 + \frac{3b_p t_p^2}{d_v dt_a}\right) \tag{10.8.12}$$

Si $P_u > 0.75P_y$

$$R_V = 0.60F_y dt_a \left(1 + \frac{3b_p t_p^2}{d_v dt_a}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y}\right) \tag{10.8.13}$$

t_a, t_p, y b_p grueso del alma y grueso y ancho del patín de la sección, respectivamente
d peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)
P_u fuerza de compresión de diseño en la sección
P_y fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material
d_v peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)

Si se requiere reforzar el alma, se utilizarán placas adosadas a ella o atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.

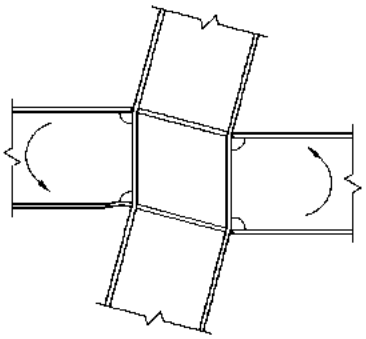


Figura 10.8.8 Deformación por cortante del alma de una columna

10.8.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas; estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma, y se diseñarán como se indica en el inciso 6.13.6. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas que producen acciones internas de diseño cuyo valor sea mayor que las resistencias correspondientes dadas por el que sea aplicable de los incisos 10.8.2 a 10.8.7.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes (algunos de ellos se han mencionado con anterioridad):

a) Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 3.2

b) La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de la cual se aplica esa carga

c) El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o de la placa a través de la que se aplica la carga concentrada, ni menor que el ancho entre 16

d) Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma

e) La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado

f) Cuando la carga normal al patín es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín

Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma, o almas, de la columna; su grueso y ancho totales no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

La unión entre los atiesadores, o las placas de continuidad, y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.

b) La resistencia de diseño al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna.

c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.

d) La fuerza que transmite el atiesador.

Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de la sección 3.2.

Nota: Los atiesadores horizontales entre patines de las vigas se denominan, con frecuencia, placas de continuidad.

10.8.9 Placas adosadas al alma

Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia.

b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser la más económica.

10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones rígidas directas entre vigas y columnas. Pueden ser soldadas o con tornillos de alta resistencia.

10.9.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

10.9.2 Propiedades del material

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye}, del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \tag{10.9.1}$$

donde R_y es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, sus valores se indican en la tabla 12.1.1.

Para los demás elementos de la conexión, como atiesadores o placas de refuerzo, se utiliza el valor mínimo especificado del esfuerzo de fluencia, F_y.

10.9.2.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Cuando hay sismo las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en alguno de los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

10.9.2.2 Juntas soldadas

a) Si la conexión no se diseña para resistir acciones sísmicas

No requiere requisitos especiales, ni tampoco es necesario retirar las placas de respaldo para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

b) Si resisten acciones sísmicas

Donde se indique, el material de las soldaduras debe cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica (inciso 12.1.6.2)

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión; las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir un metal sano, se volverá a soldar, y se reforzará con una soldadura de filete. La soldadura de filete de refuerzo, tendrá un tamaño que cumpla con lo siguiente:

a) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la columna será de 8 mm.

b) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la viga tendrá un tamaño tal que el pie esté localizado en el metal base del patín de la viga.

Excepción. Si el metal base y la raíz de la soldadura son pulidos hasta tener una superficie lisa, la dimensión del filete, adyacente al patín de la viga, no necesita extenderse al metal base.

La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna, debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior, y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso, de dimensiones adecuadas, en el alma de la viga, cuidando que no sean mayores que lo necesario (figura 10.1.2).

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna.

10.9.3 Configuraciones de la conexión

El alma de la viga se conectará a la columna directamente por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia.

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas la medidas y cuidados mencionados arriba.

10.9.4 Condiciones de carga de diseño

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

10.9.5 Acciones de diseño

10.9.5.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.

b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a $0.85F_{yc}\, d_c\, t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el grueso del alma.

c) La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante.

10.9.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando la conexión pertenece a un sistema de marco sismo resistente, su resistencia se obtendrá como se indica en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

10.9.6 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo o cuando la conexión requiera reforzar los patines de la columna, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan en el inciso 10.8.8.

10.9.7 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales

Deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.2 y 10.8.3.

b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.3 y 10.8.6.

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de sentido.

Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con los incisos 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.6 son las indicadas en el inciso 10.9.5.

10.9.8 Revisión del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en el inciso 10.9.5, sin exceder de $0.8\Sigma R_y M_p$ de las vigas que conectan con los patines de la columna.

La resistencia nominal R_V del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 10.8.12. y 10.8.13 del inciso 10.8.7, y la resistencia de diseño es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual a 0.75.

En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.

c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se unen a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

10.9.9 Patines de las vigas

Cuando se considere la formación de articulaciones plásticas, los patines cumplirán los requisitos indicados en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

10.9.10 Vigas conectadas al alma de la columna

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente.

11. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Este capítulo contiene los temas siguientes:

11.1. Disposiciones generales
11.2. Contraflechas
11.3. Expansiones y contracciones
11.4. Deflexiones
11.5. Vibraciones
11.6. Desplazamientos laterales
11.7. Fuego y explosiones
11.8. Durabilidad

11.1 Disposiciones generales

Aunque no corresponden al colapso del edificio, pérdida de vidas o daños a los ocupantes, si se alcanzan los estados límite puede degradarse seriamente la utilidad de la construcción, ocasionar reparaciones costosas y otras consecuencias económicas. Dependen del destino del edificio, la percepción de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural.

Se revisan utilizando las cargas de servicio que corresponden a cada uno de ellos.

Los tres tipos generales de comportamiento de estructuras de acero que indican que se ha alcanzado algún estado límite de servicio son:

1) Deformaciones excesivas, que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio, o transferir cargas a elementos no estructurales, que pueden resultar dañados

2) Vibraciones excesivas, ocasionadas por las actividades de los ocupantes, que producen molestias en ellos, o un funcionamiento inadecuado de equipos

3) Daños locales excesivos (flujo plástico, pandeo local, grietas)

Los requisitos generales de diseño que corresponden a los estados límite de servicio se incluyen en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

11.2 Contraflechas

Es frecuente que se proporcione una contraflecha a los elementos estructurales de los sistemas de piso, para obtener una superficie horizontal bajo cargas de servicio, por razones estéticas y para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción como canceles, muros interiores, parapetos o recubrimientos de fachada. También son comunes las contraflechas en armaduras de cubierta de gran claro.

Las contraflechas se indican en los documentos de diseño y construcción.

Cuando no se especifiquen en los dibujos de taller de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas producidas durante el laminado o el armado en el taller queden hacia arriba en la estructura terminada.

11.3 Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones producidos por variaciones de temperatura, y otros efectos, no deben perjudicar el comportamiento de las estructuras, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales para que admitan, sin daños, los cambios de dimensiones.

Nota: Es más efectivo, en general, separar por completo tramos relativamente largos de la estructura que utilizar juntas más cercanas, que dependen del deslizamiento de partes en contacto.

11.4 Deflexiones

Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales, no deben exceder los valores máximos permisibles indicados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Nota: Las deflexiones verticales y los desalineamientos excesivos se deben principalmente a tres factores: (1) cargas gravitacionales muertas y vivas (2) efectos de temperatura y hundimientos diferenciales y (3) tolerancias de construcción y errores. Pueden ser inconvenientes visualmente ocasionar separaciones grietas o permitir el paso del agua de recubrimientos exteriores y causar daños a componentes interiores y acabados.

En algunos sistemas de piso de claros grandes puede requerirse un límite de la deflexión máxima, independiente del claro, para minimizar la posibilidad de dañar elementos no estructurales adyacentes.

11.5 Vibraciones

El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y plantas arquitectónicas abiertas, lleva a claros mayores y sistemas de piso más flexibles y con menor amortiguamiento. Esto hace que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas, u otras actividades de éstas, puedan resultar inaceptables, por lo que en el diseño deben tomarse las medidas necesarias para reducirlas a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son:

a) Frecuencia natural (Hertz, Hz; ciclos por segundo)

b) Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del crítico

c) Masa y rigidez

La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares para espectáculos donde el público puede producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y de actividades aeróbicas.

Los equipos mecánicos que producen vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada para que la transmisión de las vibraciones a elementos estructurales críticos se elimine o reduzca a límites aceptables.

Las revisiones tradicionales de deflexiones bajo carga viva no son suficientes para asegurar que no se presentarán vibraciones molestas de los sistemas de piso o del edificio completo. El control de rigideces es un aspecto importante para satisfacer este estado límite de servicio, pero también lo son la distribución de masas y el amortiguamiento.

El movimiento estructural excesivo se mitiga limitando las aceleraciones del piso o del edificio a valores que no molesten a los ocupantes ni dañen los equipos.

Nota: La percepción de las vibraciones de piso por las personas que ocupan la edificación depende del comportamiento esperado del edificio y de la actividad que estén desarrollando. En general, las vibraciones continuas son más molestas que las transitorias. Las primeras, que duran varios minutos, son molestas para la mayoría de las personas que realizan un trabajo en el que se mueven poco, cuando las aceleraciones son del orden de 0.005g a 0.01g, mientras que las personas que desarrollan actividades físicas o son espectadoras en algún evento, toleran valores entre 0.02g y 0.05g. Los umbrales son considerablemente mayores para vibraciones transitorias, de pocos segundos; para un piso terminado, con amortiguamiento de 5 por ciento, pueden tolerarse aceleraciones pico de 0.05g a 0.1g.

Muchas actividades humanas comunes aplican a los pisos fuerzas dinámicas con frecuencia (o armónicos) comprendidos entre 2 y 6 Hz. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está dentro de esos límites y la actividad es rítmica, puede haber amplificaciones por resonancia; para evitarlas, la frecuencia natural del sistema debe ser del orden de dos veces la de la excitación o sus armónicos, a menos que se coloquen aisladores. El amortiguamiento es también una forma adecuada de controlar las vibraciones transitorias.

Varios estudios han demostrado que una manera sencilla de minimizar las vibraciones molestas producidas por personas que caminan o efectúan otras actividades comunes es controlar la rigidez del sistema de piso, medida por la deflexión máxima, con independencia del claro. La justificación de este procedimiento se obtiene considerando las características dinámicas del sistema de piso modelado como una viga libremente apoyada con carga uniforme. Su frecuencia fundamental de vibración, f_o, es:

$$f_o = \left(\pi/2l^2\right)\left(EI/\rho\right)^{0.5} \qquad (11.1.1)$$

donde E I es la rigidez en flexión del piso, l el claro, ρ = w/g la masa por unidad de longitud, g la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2), y w la suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud.

La deflexión máxima producida por w es:

$$\Delta = \left(5/384\right)\left(wl^4/EI\right) \qquad (11.1.2)$$

Sustituyendo E I de esta ecuación en la ecuación 11.1.1 se obtiene:

$$f_o = 0.18\sqrt{\delta} \quad (\delta \text{ en } s^{-2}) \qquad (11.1.3)$$

$$\delta = g / \Delta$$

f_o se compara con las frecuencias naturales mínimas necesarias para mitigar los efectos producidos por personas que caminan o que desempeñan otras actividades; por ejemplo, la ecuación 11.1.3 indica que la deflexión estática producida por la carga w debe limitarse a unos 5 mm, para cualquier claro, si se desea que la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso sea mayor que unos 8 Hz.

Esta sencilla revisión permite identificar situaciones potencialmente problemáticas, que requieren consideraciones de diseño adicionales.

11.6 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones producidos por fuerzas sísmicas o de viento no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el funcionamiento correcto de la construcción. Para ello, deben cumplirse los requisitos estipulados en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y el Capítulo 1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Nota. Es importante señalar que la distorsión por cortante de los entrepisos es la causa de los daños en elementos del edificio como recubrimientos de fachadas, muros y canceles interiores.

11.7 Fuego y explosiones

Las estructuras de acero deben protegerse contra el fuego para evitar expansiones térmicas excesivas y pérdidas de resistencia y rigidez ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible (ver Capítulo IV, Sección segunda, Previsión contra incendio, Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México).

Como una alternativa, pueden utilizarse métodos analíticos para demostrar que, sometida al fuego de diseño, la estructura tiene un comportamiento adecuado.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando limitarlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

11.8 Durabilidad

Los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material. Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

Los elementos de acero estructural expuestos a la intemperie se protegerán contra la corrosión (excepto los de acero especial intemperizable); cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación y montaje de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión, por ejemplo, aumentando el grueso de las paredes de los perfiles respecto al necesario por resistencia. Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales, u otros agentes altamente corrosivos.

12. ESTRUCTURAS DÚCTILES

Este capítulo se aplica, principalmente, a estructuras que se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas.

Las estructuras que satisfacen los requisitos señalados en este capítulo pueden diseñarse con el factor de comportamiento sísmico que les corresponde, de acuerdo con la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Para los sistemas estructurales que no se encuentren definidos en la tabla, se debe presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado, así como sus requisitos.

Comprende los siguientes conceptos:

12.1. Requisitos generales
12.2. Marcos rígidos de acero
12.3. Marcos contraventeados
12.4. Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, Q=4)
12.5. Marcos rígidos compuestos
12.6. Marcos compuestos con contraventeos

12.1 Requisitos generales

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contraventeos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá resistir no menos del 25 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado.

Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

12.1.1 Materiales

La gráfica esfuerzo de tensión deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no será menor de 20 por ciento.

La resistencia requerida de un elemento o de su conexión se determinará con el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ye} = R_y F_y$, donde R_y es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y.

La tabla 12.1.1 presenta los valores de R_y para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye}, y R_u para determinar el esfuerzo último esperado ($F_{ue} = R_u F_u$).

Tabla 12.1.1 Valores de R_y y R_u para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} y el esfuerzo último esperado F_{ue}

Tipo de acero	R_y	R_u
Perfiles laminados y barras		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.5	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A913 Gr. 50, 60, 65) (ASTM A588) (ASTM A992)	1.1	1.1
(ASTM A1043 Gr. 50)	1.2	1.1
NMX B-099 Gr. 345 (ASTM A529 Gr. 50)	1.2	1.2

NMX B-099 Gr. 380 (ASTM A529 Gr. 55)	1.1	1.2
Perfiles huecos (HSS)		
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. B, C) NMX B-200 (ASTM A501) (ASTM 1085)	1.4	1.3
Tubos		
NMX B-177 (ASTM A53)	1.6	1.2
Placas		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.3	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-248 Gr. 380 (A1011 Gr. 55)	1.1	1.1
NMX B-284 Gr. 290 (ASTM A572 Gr. 42)	1.3	1.0
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A588)	1.1	1.2
(ASTM 1043 Gr. 50)	1.2	1.1
Acero de refuerzo		
NMX B-506, C-407 (ASTM A615) NMX B-457 (ASTM A706)	1.25	1.25

12.1.2 Miembros en flexión

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta solicitación y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, donde $P_y = A\ F_y$.

12.1.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni que siete veces en marcos de ductilidad alta; el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Sin embargo, esa excentricidad puede aumentarse hasta un cuarto de la dimensión transversal si en el diseño se tienen en cuenta las acciones internas adicionales.

Las secciones transversales deben tener dos ejes centroidales de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil deben conservarse los dos ejes de simetría.

Cuando las vigas están formadas por placas soldadas, almas y patines deben unirse entre sí con soldaduras, de filete o penetración, continuas en toda la longitud de la viga; en las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras serán de penetración completa, reforzadas con un filete de tamaño no menor que 10 mm o el grueso del alma de la viga.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque el ancho de sus patines o su peralte varíen a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo, y en zonas intermedias, de dos peraltes, medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

12.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (Figura 12.1.1)

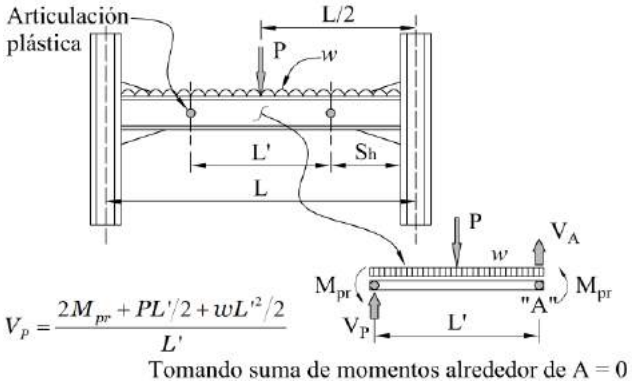


Figura 12.1.1 Equilibrio de la viga

El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \tag{12.1.1}$$

M_{pr} momento máximo probable en la articulación plástica
R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y; se toma de la tabla 12.1.1
Z módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica
C_{pr} coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \tag{12.1.2}$$

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas de diseño que obran sobre el miembro.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante se evalúa teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

12.1.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia, L_u, entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

a) Miembros de ductilidad alta

$$L_u = 0.086 r_y \left(E/F_y \right) \tag{12.1.3}$$

b) Miembros de ductilidad media o baja

$$L_u = 0.17 r_y \left(E/F_y \right) \tag{12.1.4}$$

Para elementos en sección compuesta, las condiciones anteriores sólo son válidas durante el proceso de construcción, cuando el concreto no ha fraguado todavía. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. Las expresiones anteriores son válidas para vigas de sección transversal I o H flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de L_u, calculada de acuerdo con la sección 6.3. Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

12.1.3 Miembros flexocomprimidos

12.1.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

12.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ecuación 12.2.3 del inciso 12.2.1.5, con las excepciones que se indican en él.

12.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante.

Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen Z_c ($F_{yc} - f_a$).

F_{yc} esfuerzo de fluencia del acero de la columna
f_a esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño

12.1.4 Uniones viga columna

Las uniones viga columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 10.9, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

12.1.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

Los elementos inclinados, como los contraventeos, deben transmitir la carga a través de un solo tipo de unión, es decir, con soldadura o con tornillos, pero en ningún caso con una combinación de ambos. Sin embargo, sí pueden utilizarse tornillos para unir las diagonales a placas soldadas a las columnas.

12.1.5 Empalmes de columnas

12.1.5.1 Ubicación

Los empalmes de columnas en todas las estructuras, incluidas aquellas que no son diseñadas como estructuras dúctiles, deben ubicarse a más de 1.2 m del patín de la viga en la conexión de la columna.

Se incluyen las excepciones siguientes:

1) Cuando la altura libre de la columna, entre los patines de las conexiones viga–columna, es menor que 2.4 m, el empalme de columna se ubicará a la mitad de la altura libre

2) Se permiten los empalmes de columnas localizados más cerca del patín de la viga de la conexión viga-columna, si son realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa; sin embargo, el empalme no se puede realizar a una distancia menor a un ancho de la columna, respecto al patín de la viga de la conexión

3) Empalmes en columnas compuestas

12.1.5.2 Resistencia requerida

La resistencia requerida de los empalmes de columnas de marcos diseñados con base en este capítulo, debe ser la mayor de:

a) La resistencia requerida de las columnas determinada conforme a la sección correspondiente al marco en diseño, o

b) La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica. La resistencia requerida no necesita exceder las cargas máximas que el sistema puede transferir al empalme de columna.

Los empalmes de columnas soldados en los cuales cualquier porción de la columna está sujeta a efectos de tensión, determinados utilizando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica, deben satisfacer los requisitos siguientes:

1) La resistencia disponible de soldaduras de penetración parcial, en caso de ser usadas, debe ser igual o mayor que el 200 por ciento de la resistencia requerida

2) La resistencia disponible de cada patín del empalme debe ser igual o mayor que $0.5R_yF_ybt_p$

b y t_p ancho y grueso de un patín de la menor de las columnas de la conexión

3) En los empalmes de columnas realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa, es necesario realizar una transición gradual entre los patines de ancho o espesor desigual cuando el esfuerzo de tensión del menor de los patines excede de $0.3F_y$.

12.1.5.3 Resistencia en cortante

Los empalmes de columnas en todos los edificios, incluidos aquellos que no son diseñados como estructuras dúctiles, deben tener una resistencia en cortante no menor que M_{pc}/H, con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna.

M_{pc} menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis
H altura del entrepiso

La resistencia en cortante de los empalmes de columnas de marcos dúctiles, debe ser la mayor de la resistencia del párrafo anterior y de las resistencias especificadas en el inciso 12.1.5.2.

12.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

Los empalmes de columnas de acero pueden ser atornillados o soldados, o soldados a una columna y atornillados a la otra. Los empalmes deben cumplir los requisitos de las secciones correspondientes al marco en diseño.

Las placas o canales usadas para realizar empalmes de almas en columnas de marcos dúctiles deben ser colocadas en ambos lados del alma de la columna.

Para empalmes soldando alma con alma y patín con patín, realizados con soldaduras de penetración, será necesario remover los soportes de la soldadura. No es necesario remover el acero de respaldo de la soldadura de penetración.

12.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica

12.1.6.1 Zonas protegidas

Son las partes de miembros del sistema que resiste las acciones sísmicas que se espera que se comporten inelásticamente durante eventos sísmicos importantes.

Las zonas protegidas deben indicarse en los planos estructurales y, dentro de lo posible, en las piezas fabricadas.

En ellas se consideran los aspectos siguientes:

1) Se prohíben las discontinuidades creadas por cambios bruscos de sección o por operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, ayudas para el montaje, cortes con arco-aire o soplete

2) Si en algún caso hay discontinuidades como las mencionadas, el ingeniero responsable de la obra indicará si se sustituye el elemento afectado o si puede repararse. En este caso, indicará como hacerlo.

3) En los patines superiores de las vigas no se colocarán conectores de cortante soldados ni elementos de la lámina de piso unidos por medio de soldadura (excluyendo los puntos de soldadura al arco eléctrico necesarios para mantener la lámina en su posición correcta).

4) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para ángulos de borde, fachadas, muros o canceles divisorios, tuberías y otros componentes semejantes.

5) No habrá empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas.

Para fines de los párrafos anteriores, se considerará que las zonas donde se concentrará el comportamiento inelástico (articulaciones plásticas) tienen las dimensiones indicadas en el inciso 12.1.2.1

12.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica

Son soldaduras que resisten las acciones sísmicas que requieren metal de aportación con propiedades particulares y condiciones especiales de colocación e inspección.

12.1.6.2.1 Materiales de aportación

Electrodos con 480 MPa (4900 kg/cm²) de resistencia a la ruptura en tensión.

Todo el metal de aportación tendrá una tenacidad, determinada con pruebas Charpy en V, no menor que 27 J a 255 K (-18 °C) (20 ft-lb a 0 °F).

El metal de aportación para las soldaduras definidas como de demanda crítica tendrá una tenacidad Charpy en V no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0 °F) ni que 54 J a 293 K (20 °C) (40 ft-lb a 70 °F).

Si la temperatura de servicio mínima esperada (TSME) de la estructura en el edificio terminado es menor que 283 K (10 °C, 50 °F) el valor mínimo de 54 J (40 ft-lb) prescrito arriba se proporcionará a una temperatura no mayor que 10 K (10 °C, 20 °F) por encima de la TSME.

Nota: La TSME puede tomarse igual a 268 K (-5 °C, 23 °F) para las partes exteriores de la estructura y 283 K (10 °C, 50 °F) para las interiores.

12.1.7 Relaciones ancho/grueso

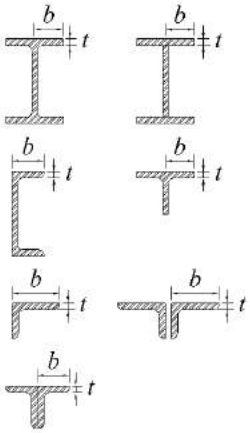
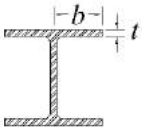
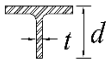
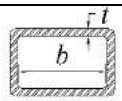
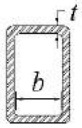
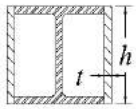
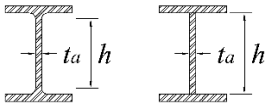
Para miembros diseñados para ductilidad alta, las relaciones ancho/grueso, de los elementos en compresión, no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 12.1.2.

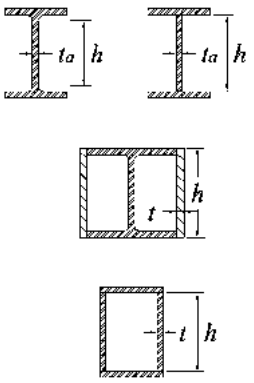
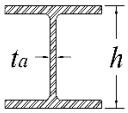
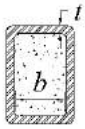
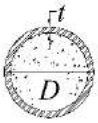
Para miembros diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite λ_{dm} de la misma tabla.

12.1.8 Requisitos adicionales

Para los sistemas estructurales de acero y compuestos rigidizados con muros de concreto se deben satisfacer, además de los requisitos de estas Normas, los correspondientes a muros de concreto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. De la misma manera, para sistemas de concreto rigidizados con elementos de acero, por ejemplo contraventeos, se deben cumplir con los requisitos correspondientes de ambas normas.

Tabla 12.1.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión

	Descripción del elemento	Relación ancho/grueso	Valores máximos de la relación ancho/grueso		Ejemplos
			λ_{da} Miembros de ductilidad alta	λ_{dm} Miembros de ductilidad media	
Elementos no atiesados	Patines de secciones I laminadas o armadas, canales y tés; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Patines de pilas de sección H	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	no aplica	
	Almas de secciones tés	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$ [a]	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Elementos atiesados	Paredes de secciones HSS rectangulares	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ [b]	$0.64\sqrt{E/F_y}$ [c]	
	Patines de secciones I en cajón y secciones de cajón armadas	b/t			
	Placas laterales de secciones I en cajón y almas de secciones en cajón armadas para contraventeos	h/t			
	Almas de secciones I laminadas o armadas de contraventeos	h/t_a	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

	Almas de secciones I laminadas de vigas o columnas[d] Placas laterales de secciones I en cajón de vigas o columnas Almas de secciones en cajón armadas de vigas o columnas	h/t_a h/t h/t	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \le 0.125$ $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-\frac{0.93P_u}{F_R P_y}\right)$ Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125$ $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.93-\frac{P_u}{F_R P_y}\right)$ $\ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \le 0.125$ $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-\frac{2.75P_u}{F_R P_y}\right)$ Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{F_R P_y}\right)$ $\ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de pilas de secciones H	h/t_a	$0.94\sqrt{E/F_y}$	no aplica	
	Paredes de secciones HSS circulares	D/t	$0.038\,E/F_y$	$0.044\,E/F_y$ [e]	
Elementos compuestos	Paredes de tubos rectangulares rellenos de concreto	b/t	$1.40\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de tubos circulares rellenos de concreto	D/t	$0.076\,E/F_y$	$0.15\,E/F_y$	

[a] Para miembros en compresión de secciones té, el valor máximo de la relación ancho/grueso del alma de la té para miembros de ductilidad alta puede ser incrementado a $0.38\sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen cualquiera de las condiciones siguientes:

(1) El pandeo del miembro comprimido ocurre en el plano del alma
(2) La carga axial de compresión se transfiere a la conexión sólo por la cara externa del patín de la sección té, resultando una conexión excéntrica que reduce el esfuerzo de compresión en el extremo del alma.

[b] El valor máximo de la relación ancho/grueso de secciones I en cajón y secciones cajón armadas de columnas en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta no debe exceder de $0.6\sqrt{E/F_y}$

[c] El valor máximo de la relación ancho/grueso de las paredes de miembros HSS rectangulares, patines de secciones I en cajón y patines de secciones en cajón armadas de vigas o columnas no debe exceder de $1.12\sqrt{E/F_y}$

[d] En vigas de sección I, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales $P_u/(F_R P_y)$ es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $2.45\sqrt{E/F_y}$; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde $P_u/(F_R P_y)$ es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $3.76\sqrt{E/F_y}$.

[e] El valor máximo de la relación D/t de miembros HSS circulares en vigas o columnas no debe exceder de $0.07\,E/F_y$.

12.2 Marcos rígidos de acero

12.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta (Q=4)

El comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

Nota: Se da el nombre de zona de panel a la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales interiores que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte de las que concurren en el nudo.

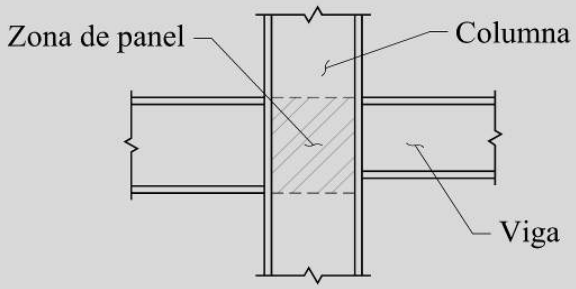


Figura 12.2.1 Zona de panel

Excepto en los casos en que se permita otra cosa en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más resistentes que las vigas conectadas con ellas, completamente plastificadas y endurecidas por deformación. Sólo se permite la plastificación por flexocompresión en las bases de las columnas.

Las vigas, columnas y uniones viga columna se diseñarán y restringirán contra el pandeo para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios componentes del nudo experimentan esas deformaciones.

Se considerará que un elemento que tiene deformaciones plásticas importantes ejerce un momento en la articulación plástica igual al calculado con la ecuación 12.1.1 del inciso12.1.2.2.

12.2.1.1 Vigas

Sus secciones transversales deben cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da}, para miembros de ductilidad alta, definidas en la tabla 12.1.2.

Para calcular la resistencia en flexión de las vigas o las fuerzas que producen, se tendrá en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con ellas.

Se deben cumplir las especificaciones de zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (Inciso 12.1.6).

12.2.1.2 Soporte lateral de vigas

El soporte lateral de las vigas cumplirá con los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad alta y los requisitos adicionales del inciso 12.2.1.3.

12.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

Se colocará un contraventeo adicional en las zonas donde se formarán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, que cumplirá los requisitos siguientes:

a) Los dos patines de las vigas de acero se soportarán lateralmente o se colocará un contraventeo torsional en la sección transversal.

b) La resistencia requerida del elemento de soporte lateral de cada patín no será menor que

$$P_u = \frac{0.06 R_y F_y Z_v}{h_o} \tag{12.2.1}$$

h_o distancia entre los centroides de los patines de la viga

c) La resistencia requerida del contraventeo torsional no será menor que

$$M_u = 0.06 R_y F_y Z \tag{12.2.2}$$

12.2.1.4 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da}, para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2 y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, la carga axial factorizada de las columnas no excederá de $0.3A_t F_y$, para cualquier combinación que involucre acciones por sismo.

12.2.1.5 Uniones viga columna

En las uniones viga columna debe cumplirse la relación siguiente:

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pv}} > 1.0 \tag{12.2.3}$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\Sigma M^*_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \tag{12.2.4}$$

Z_c módulo de sección plástico de la columna
F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna
P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño (positiva)
A_c área total de la sección transversal de la columna
ΣM_{pv}^* suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\Sigma M^*_{pv} = \Sigma \left(1.1 R_y M_{pv} + M_v \right) \tag{12.2.5}$$

R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y (tabla 12.1.1).
M_v momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
M_{pv} momento plástico de la viga

No se requiere cumplir la ecuación 12.2.3 en los casos siguientes:

a) Columnas en las que $P_{uc} < 0.3A_c F_{yc}$ para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:

i. Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos.

ii. Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la ecuación 12.2.3 es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la ecuación 12.2.3 en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 por ciento de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.

Nota: Para los fines de esta excepción, la resistencia al cortante de las columnas se calcula considerando la resistencia en flexión de cada extremo de la columna, limitada por la resistencia de las vigas unidas a ella, o la resistencia en flexión de las columnas mismas, dividida entre H (altura del entrepiso).

Resistencia nominal en compresión de diseño:

$$P_{uc} = F_R F_{yc} A_c \qquad (12.2.6)$$

b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortante es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

12.2.1.5.1 Estabilidad de las uniones viga columna

a) Conexiones con soporte lateral

Cuando las almas de vigas y columnas están en el mismo plano, y la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se deberá proporcionar soporte lateral sólo en el nivel de los patines superiores de las vigas.

Se considera que una columna se conserva en el intervalo elástico cuando la relación calculada con la ecuación 12.2.3 es mayor que 2.

Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se aplican los criterios siguientes:

1) Los patines de las columnas deberán tener soporte lateral a la altura de los patines superior e inferior de la viga. El soporte lateral puede ser directo o indirecto.

Nota: El soporte lateral directo del patín de la columna se logra por medio de miembros de contraventeo o sistemas de piso unidos al patín de la columna en o cerca del punto que se desea contraventear. El soporte indirecto se refiere al que se obtiene por la rigidez de miembros y conexiones que no están unidos directamente a los patines de las columnas, sino actúan a través de su alma o de placas atiesadoras.

2) Los miembros que proporcionan soporte lateral deben diseñarse para que resistan el 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga, $F_y A_{pv}$.

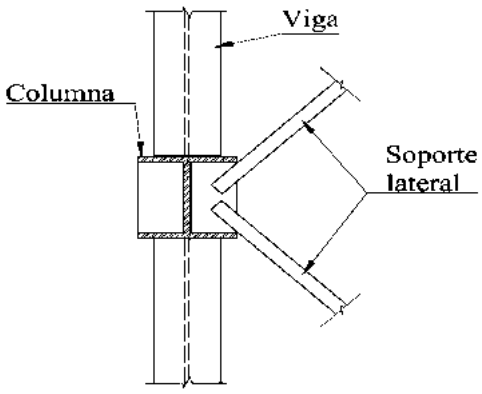


Figura 12.2.2 Soporte lateral de la unión viga columna

b) Conexiones sin soporte lateral

Las columnas en las que se conectan vigas sin soporte transversal en la conexión, se diseñarán considerando la distancia entre miembros laterales adyacentes; la altura de la columna para su revisión por pandeo en el plano transversal al marco que resiste las fuerzas sísmicas se realiza siguiendo el Capítulo 8, con las excepciones siguientes:

1) La resistencia requerida de las columnas se obtendrá de las combinaciones de carga que incluyan los efectos por sismo.

2) La relación de esbeltez de las columnas, L/r, no será mayor que 60.

3) La resistencia requerida de las columnas en flexión en la dirección transversal a los marcos que resisten el sismo debe incluir el momento debido a la aplicación de la fuerza cortante, M_{uv}, y los momentos de segundo orden debidos a las deflexiones laterales del entrepiso.

12.2.1.6 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc} / H$

H altura del entrepiso
ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

12.2.1.7 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas se considera una zona protegida, que debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

12.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.1.9 Resistencia de las conexiones

Para el diseño de las conexiones se deben satisfacer todos los requisitos aplicables del inciso 12.2.1.5 y de las secciones siguientes:

1) La conexión será capaz de admitir una distorsión de entrepiso igual a 0.04 rad.

2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión del entrepiso es de 0.04 rads.

3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica, V_{ap}, considerando la sobrerresistencia del material (ecuación 12.2.7).

$$V_{ap} = \frac{2\left(1.1R_y M_p\right)}{L_h} \tag{12.2.7}$$

V_{ap} cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (Figura 12.2.3).

M_p momento plástico resistente nominal.

L_h distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

No es necesario demostrar que se cumplen los requisitos indicados en los puntos 1 y 2 si se emplean conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

4) El momento en la cara de la columna es igual al momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} (ecuación 12.1.1), más el cortante V_{ap} multiplicado por la distancia de la cara de la columna a la articulación, S_h (Figura 12.2.3). También se deben considerar las fuerzas que actúan en la viga en la distancia S_h.

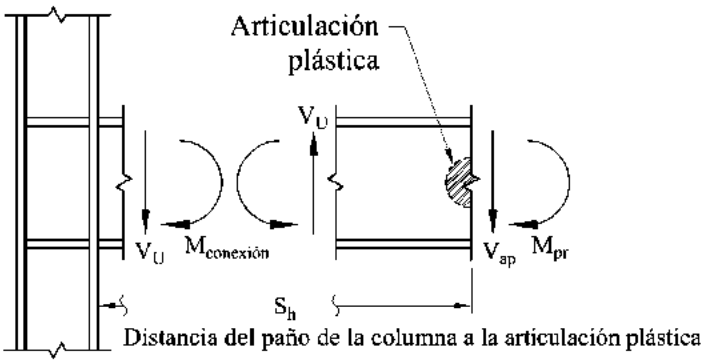


Figura 12.2.3 Diagrama de cuerpo libro entre la articulación plástica y la cara de la columna

12.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media (Q=3)

Los marcos rígidos de ductilidad media se diseñan de acuerdo con esta sección.

Su comportamiento esperado se caracteriza por tener una capacidad limitada de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de las vigas y en cortante en las zonas de panel de las columnas.

12.2.2.1 Vigas

Las secciones transversales de las vigas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para elementos de ductilidad media y las recomendaciones del inciso 12.2.1.1.

12.2.2.2 Soporte lateral de vigas

Se seguirán todas las recomendaciones del inciso 12.1.2.3.

12.2.2.3 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media, y las recomendaciones del inciso 12.2.1.4.

12.2.2.4 Uniones viga columna

En el diseño de las conexiones se cumplirán los requisitos aplicables de los incisos 12.2.1.5 y 12.2.1.9, reduciendo la distorsión de entrepiso indicada en el inciso 12.2.1.9 a 0.02 rad. Para este sistema estructural es recomendable, aunque no obligatorio, cumplir la desigualdad de la ecuación 12.2.3.

No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

12.2.2.5 Empalmes de columna

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que Ry Fy Zx correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc} / H$

H altura del entrepiso
ΣM_{pc} Suma de momentos plásticos nominales, Fyc Zx, de columnas situadas arriba y debajo del empalme

12.2.2.6 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

12.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja (Q=2)

Se espera que los marcos rígidos de ductilidad baja puedan admitir deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones.

12.2.3.1 Vigas

Las vigas cumplirán los requisitos del Capítulo 6.

12.2.3.2 Soporte lateral de vigas

No se requiere ningún tipo de soporte lateral además de lo que se indica en el Capítulo 6.

12.2.3.3 Columnas

Las columnas deben cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.4.

12.2.3.4 Relaciones ancho/grueso

Basta con que se cumplan los límites indicados en el Capítulo 3 para secciones tipo 2 (λ_p) o 3 (λ_r) en función del estado límite de resistencia de diseño.

12.2.3.5 Uniones viga columna

Las conexiones viga columna se harán con soldadura o tornillos de alta resistencia; deben satisfacer los requisitos de la sección 1.7.

a) Cuando los marcos pertenezcan a estructuras tipo 1, se cumplirán todos los requisitos aplicables de la sección 10.9, con las modificaciones siguientes:

1) La resistencia de la conexión será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

i) Un momento M_u igual, como mínimo, a $1.1R_yM_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, F_yZ.

ii) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

2) La rotación inelástica que se indica en el inciso 12.2.1.9 o 10.9.2.2 puede reducirse a 0.02 radianes.

3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basa en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante de la resistencia en flexión de la viga, V_{fv}, que se considera como:

$$V_{fv} = \frac{2\left(1.1R_yM_p\right)}{L} \qquad (12.2.8)$$

V_{fv} cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de la viga
L longitud libre de la viga

b) Se permite el uso de conexiones parcialmente restringidas cuando se cumplen los requisitos siguientes, además de los indicados en la sección 1.7.

1) Las conexiones suministran la resistencia de diseño especificada en el inciso 12.2.3.5(a).

2) La resistencia nominal en flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.

3) La conexión debe demostrar una capacidad de rotación adecuada, determinada mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.

Pueden utilizarse también, conexiones tomadas de la literatura especializada.

4) En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto en la estabilidad global.

12.2.3.6 Zonas protegidas

No se especifican zonas protegidas.

12.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

Lo son las soldaduras de penetración completa entre los patines de las vigas y las columnas en las que se apoyan.

12.2.4 Marcos rígidos con armaduras especiales (ductilidad media, Q=3)

12.2.4.1 Alcance

Los marcos rígidos con armaduras especiales deben satisfacer los requisitos de esta sección.

12.2.4.2 Bases de diseño

Se espera que los marcos rígidos con armaduras especiales diseñados de acuerdo con esta sección admitan deformaciones inelásticas significativas en un segmento especial de la armadura. Su uso se limita a separaciones entre columnas no mayores de 20 m, y el peralte total de la armadura no debe exceder de 1.80 m. Las columnas y las partes de la armadura fuera del segmento especial se diseñan para que permanezcan elásticas bajo las acciones generadas por el segmento especial plastificado y endurecido por deformación.

12.2.4.3 Análisis

Deben satisfacerse los requisitos siguientes.

12.2.4.3.1 Segmento especial

La resistencia requerida en cortante vertical del segmento especial se calcula con las combinaciones de carga aplicables.

12.2.4.3.2 Segmentos no-especiales

La resistencia requerida de los miembros y conexiones que forman parte de los segmentos no especiales se calcula para las combinaciones de carga aplicables. Al determinar la fuerza sísmica, las fuerzas horizontales se toman como las fuerzas necesarias para desarrollar la resistencia esperada en cortante vertical en el centro del segmento especial, como se define en el inciso 12.2.4.5.2. Se incluyen los efectos de segundo orden correspondientes a las distorsiones máximas de diseño.

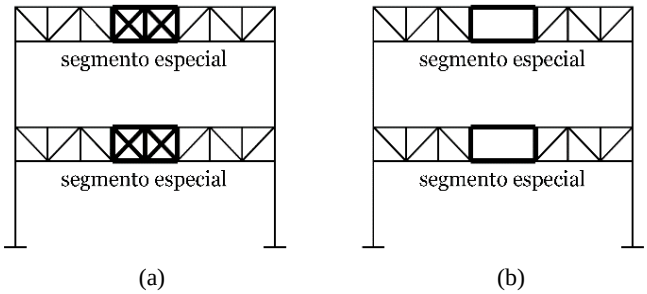


Figura 12.2.4 Marcos con armaduras especiales (a) segmento especial con diagonales en X, y (b) segmento especial tipo Vierendeel

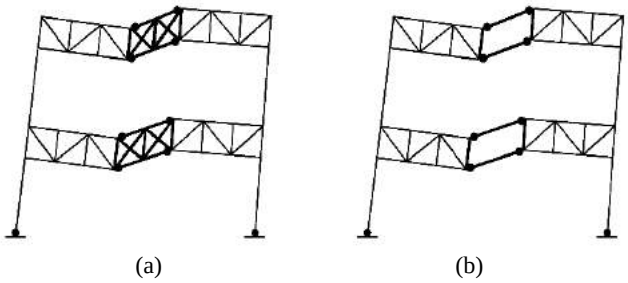


Figura 12.2.5 Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos especiales con armaduras

12.2.4.4 Requisitos del sistema

12.2.4.4.1 Segmento especial

La armadura horizontal que forma parte del marco tiene un segmento especial, cuyo eje vertical central coincide con el de la armadura. La longitud de ese segmento está comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro. La relación longitud/peralte de cualquier tablero del segmento está comprendida entre 0.67 y 1.5.

Todos los tableros del segmento especial serán tipo Vierendeel o con diagonales en X. No se permite una combinación de ellos, ni otro tipo de triangulación. Cuando se empleen tableros con diagonales, estarán separados por elementos verticales. Las diagonales se harán con barras planas laminadas de la misma sección, conectadas entre sí en los puntos de cruce. La resistencia requerida de la conexión será igual a 0.25 veces la resistencia nominal en tensión de las diagonales. No se permite el uso de conexiones atornilladas.

Tampoco se permiten empalmes en las cuerdas de la armadura dentro del segmento especial, ni a menos de 0.5 veces la longitud del tablero, medida a partir de sus extremos.

La resistencia axial requerida en las diagonales del alma del segmento especial, correspondiente a las cargas muerta y viva aplicadas en la armadura, no excederá de $0.03F_y A_t$.

12.2.4.4.2 Soporte lateral para estabilidad de las armaduras

En los extremos del segmento especial, cada patín de los elementos que forman las cuerdas debe estar soportado lateralmente. La resistencia requerida del elemento de soporte lateral debe ser:

$$P_u = 0.06 R_y F_y A_p \tag{12.2.9}$$

A_p área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial

12.2.4.4.3 Soporte lateral para estabilidad de las conexiones de la armadura y las columnas

Las columnas deben soportase lateralmente en los niveles de las dos cuerdas de la armadura. Los elementos de soporte lateral tendrán una resistencia requerida igual a:

$$P_u = 0.02 R_y P_{nc} \tag{12.2.10}$$

P_{nc} resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas.

12.2.4.5 Miembros

12.2.4.5.1 Segmento especial

La resistencia disponible en cortante del segmento especial es igual a la suma de la resistencia disponible en cortante de los miembros de las cuerdas ocasionadas por la flexión en ellos, la correspondiente a la resistencia en tensión y 0.3 veces la resistencia en compresión disponible de los miembros diagonales, cuando los haya. Las cuerdas superior e inferior del segmento especial tendrán secciones iguales y proporcionarán al menos el 25 por ciento de la resistencia requerida en cortante vertical.

La resistencia disponible, $F_R P_n$, obtenida de acuerdo con el estado límite de fluencia en tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida.

$F_R = 0.9$

$$P_n = F_y A_t \tag{12.2.11}$$

12.2.4.5.2 Resistencia esperada del segmento especial en cortante vertical

La resistencia esperada en cortante vertical en el punto medio del segmento especial es:

$$V_{ne} = \frac{3.60 R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036 E I_x L}{L_s^3} + R_y \left(P_{nt} + P_{nc} \right) \operatorname{sen} \alpha \tag{12.2.12}$$

I_x momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X
L claro de la armadura
L_s longitud del segmento especial
M_{nc} resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial
P_{nt} resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
P_{nc} resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial
α ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal, en grados

Nota: En caso de que el segmento especial sea tipo Vierendeel, el tercer término de la ecuación 12.2.12 no se considera.

12.2.4.5.3 Límites de la relación ancho/espesor

Los miembros de las cuerdas y las diagonales del segmento especial deben satisfacer los límites establecidos en el inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta. La relación ancho/espesor de las barras diagonales no excederá de 2.5.

12.2.4.5.4 Cuerdas formadas por varios perfiles

La separación entre elementos de unión de las cuerdas formadas por varios perfiles no excederá de $0.04E\, r_y/F_y$.

r_y radio de giro de los componentes individuales respecto a su eje de menor momento de inercia.

12.2.4.5.5 Zonas protegidas

Son las regiones de los extremos de los miembros de las cuerdas del segmento especial. Deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

La zona protegida se extiende fuera del segmento especial una longitud igual a dos veces el peralte de la cuerda, medida desde la conexión con los miembros del alma.

También son zonas protegidas los miembros del alma del segmento especial, montantes y diagonales, en toda su longitud.

12.2.4.6 Conexiones

12.2.4.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

12.2.4.6.2 Conexiones de los elementos diagonales del alma del segmento especial

Las conexiones en los extremos de las diagonales del alma del segmento especial tendrán una resistencia no menor que la resistencia de fluencia esperada del miembro. La resistencia esperada de una diagonal es $R_y F_y A_t$.

12.2.4.6.3 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc} / H$

H altura de entrepiso
ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme

12.2.5 Marcos rígidos con armaduras ordinarias (ductilidad baja, Q=2)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se emplean vigas de alma abierta (armaduras ordinarias) en marcos ordinarios. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables del inciso 12.2.3.

Puede adoptarse un factor de comportamiento sísmico Q = 2, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio.

Las armaduras ordinarias pueden emplearse como vigas en marcos rígidos de ductilidad baja, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo; esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna, F_{ye}. En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R, igual a 0.7. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

b) Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 veces la resistencia calculada de las cuerdas.

En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.3F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

12.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad media (Q=2)

Nota: En este capítulo se incluyen las columnas aisladas, las estructuras formadas por un solo eje de columnas y los sistemas de marcos con columnas empotradas en la base y sin restricción al giro en el extremo superior.

12.2.6.1 Bases de diseño

Las columnas diseñadas con estas especificaciones tendrán una capacidad limitada de desplazamiento lateral inelástico, producido por flujo plástico en flexión. La aplicación del sistema se limita a estructuras con alturas no mayores de 10 m y condiciones de irregularidad limitadas.

12.2.6.2 Requisitos del sistema

12.2.6.2.1 Columnas

Las columnas se diseñan para las condiciones de carga obtenidas en el análisis. La resistencia axial en compresión requerida, P_u, no excederá del 15 por ciento de la de diseño para esas condiciones de carga.

Estas columnas son propensas a colapsar bajo el efecto $P\Delta$ generado por la interacción del sismo con la carga vertical, por lo que debe preverse este concepto en el diseño.

12.2.6.2.2 Arriostramiento de columnas

El arriostramiento cumplirá los mismos requisitos que el de las vigas de ductilidad intermedia (Inciso 12.1.2.3).

12.2.6.3 Miembros

12.2.6.3.1 Requisitos básicos

Las secciones transversales deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso o diámetro/grueso, λ_{da}, para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

12.2.6.3.2 Patines de las columnas

En las zonas protegidas (Inciso 12.1.6) no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las columnas.

12.2.6.3.3 Empalmes

Todos serán a tope con soldadura de penetración completa.

12.2.6.3.4 Zonas protegidas

La región de la base de la columna sometida a deformaciones inelásticas se considerará una zona protegida. Se supondrá que la longitud de esa región es igual a dos veces el peralte o el diámetro de la columna.

12.2.6.4 Conexiones

12.2.6.4.1 Soldaduras de demanda crítica

Las siguientes soldaduras se consideran como de demanda crítica.

1) Soldaduras a tope de penetración completa en empalmes de columnas

2) Soldaduras de la columna con la placa base

12.2.6.4.2 Bases de las columnas

Se diseñarán de acuerdo con el Apéndice B.

12.2.7 Columnas en voladizo de ductilidad baja (Q=1.5)

En el diseño de las columnas en voladizo de ductilidad baja, sólo es necesario cumplir los requisitos aplicables de los incisos 12.2.6.1 y 12.2.6.2.1.

12.3 Marcos contraventeados

12.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos (ductilidad alta, Q=4)

Los marcos con contraventeos excéntricos (MCE) están compuestos por columnas, vigas y diagonales. Se distinguen de los marcos con contraventeos concéntricos en que cuando menos un extremo de cada diagonal se une a una viga de manera que las acciones en la diagonal se transmiten al resto de la estructura por fuerza cortante y flexión de un segmento corto de la viga, al que se da el nombre de eslabón dúctil (en adelante, simplemente eslabón), definido por la distancia horizontal entre los puntos de intersección de los ejes de las dos diagonales y el de la viga, o entre el punto de intersección de los ejes de la diagonal y la viga y el de la columna (figura 12.3.1).

Los elementos que constituyen los marcos con contraventeos excéntricos, columnas, vigas, diagonales y eslabones se diseñan de acuerdo con los requisitos indicados en esta sección.

Se utilizan también, con poca frecuencia, configuraciones como la de la figura 12.3.1 (e).

El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica, por flujo en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se mantienen básicamente en el intervalo elástico; las deformaciones inelásticas se concentran en el eslabón.

Se espera que los MCE diseñados con estas Normas proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

Nota: Es conveniente que los marcos que contienen los contraventeos excéntricos estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión; además, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes a los marcos contraventeados.

Se recomienda que el ángulo entre las diagonales y la horizontal esté comprendido entre 30 y 60 grados (figura 12.3.1; e longitud del eslabón).

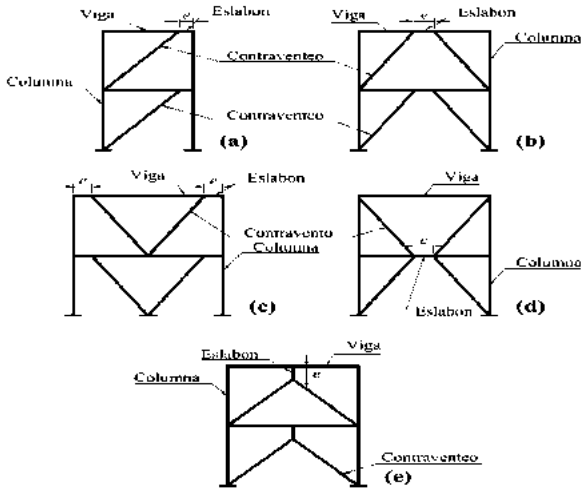


Figura 12.3.1 Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos

12.3.1.1 Análisis

La resistencia requerida de la estructura se determina con un análisis que incluye las combinaciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; el eslabón no debe sobredimensionarse, ya que las diagonales, columnas, vigas y conexiones fuera de él se diseñan para que resistan las acciones que les transmite el eslabón plastificado y endurecido por deformación. La resistencia al corte del eslabón se toma igual a R_y (Incisos 12.1.1) multiplicada por su resistencia nominal al corte, V_n (Incisos 12.3.1.3.1), y por 1.25 cuando la sección es I y 1.4 si es en cajón.

Se permiten las excepciones siguientes:

a) Para diseñar las vigas fuera del eslabón y las columnas de marcos de tres o más niveles se puede considerar el 90 por ciento de las fuerzas determinadas arriba.

b) Pueden despreciarse los momentos flexionantes producidos por los desplazamientos laterales debidos a sismo, pero deben considerarse los generados por fuerzas aplicadas en las columnas entre puntos con soporte lateral.

c) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas sea mayor que el más pequeño de los valores siguientes:

1) Las fuerzas hacia arriba correspondientes a la resistencia al volteo de la cimentación.

2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal efectuado como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.1.2 Requisitos básicos

Las secciones transversales de las columnas deben cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da}, para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

Las diagonales y las vigas fuera del eslabón, deben tener secciones transversales que cumplan con las relaciones ancho/grueso, λ_{dm}, para miembros de ductilidad media definidas en la tabla 12.1.2.

12.3.1.3 Eslabones

Los eslabones deben tener las características siguientes:

1) Ser secciones tipo 1, laminadas o formadas por placas soldadas, o secciones armadas en cajón, que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad alta del inciso 12.1.7. No se permite utilizar secciones HSS como eslabones.

Excepción: se permite que los patines de los eslabones de sección I y longitud $e \leq 1.6M_p/V_p$ cumplan los requisitos de miembros de ductilidad media.

2) El alma o las almas estarán formadas por una sola placa; no se permiten placas adosadas a ella para reforzarlas, ni perforaciones.

3) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado no excederá de 345 MPa (3515 kg/cm^2).

4) Cuando están formados por placas, el alma o almas se unen a los patines con soldaduras de penetración completa.

5) En secciones en cajón, el momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical, I_y, será mayor que dos tercios del momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal, I_x ($I_y > 2/3I_x$).

12.3.1.3.1 Resistencia en cortante del eslabón

Es igual a $F_R V_n$, donde:

1) Para fluencia en cortante del eslabón $\left(e \leq 2M_p/V_p\right)$:

$$V_n = V_p$$

cuando $P_u/P_y \leq 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \tag{12.3.1}$$

cuando $P_u/P_y > 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \sqrt{1-\left(P_u/P_y\right)^2} \tag{12.3.2}$$

2) Para fluencia en flexión del eslabón $\left(e > 2M_p/V_p\right)$:

$$V_n = 2M_p/e$$

Cuando $P_u/P_y \leq 0.15$

$$M_p = F_y Z_x \tag{12.3.3}$$

cuando $P_u/P_y > 0.15$

$$M_p = 1.18 F_y Z_x \left[1-\left(P_u/P_y\right)\right] \tag{12.3.4}$$

En las expresiones anteriores:

F_R 0.90
e longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna
M_p momento plástico del eslabón
V_p cortante de plastificación del eslabón
P_y A F_y
A área total del eslabón
A_a área del alma o almas del eslabón
$(d-2t_p)t_a$ para secciones I
$2(d-2t_p)t_a$ para secciones en cajón
P_u fuerza axial de diseño
d peralte del eslabón
t_a espesor del alma o de las almas
t_p espesor del patín o patines del eslabón

Nota: Previo a la plastificación del eslabón, este tendrá un comportamiento elástico similar al ilustrado en la figura 12.3.2.

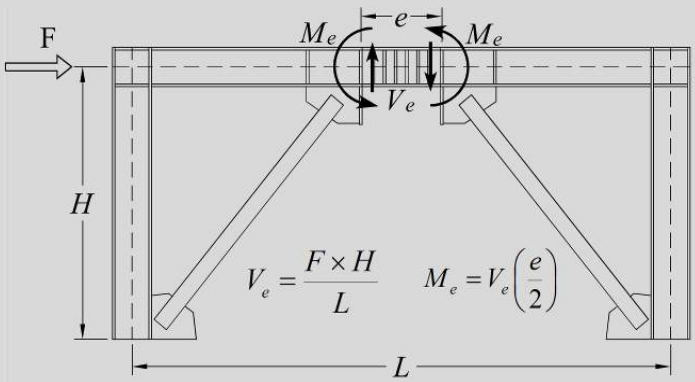


Figura 12.3.2 Comportamiento elástico del eslabón

12.3.1.3.2 Longitud del eslabón

Si P_u / P_y > 0.15 la longitud del eslabón está limitada por los valores siguientes:

cuando $\rho \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \tag{12.3.5}$$

cuando $\rho > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}\left(1.15 - 0.3\rho\right) \tag{12.3.6}$$

$$\rho = \frac{P_u / P_y}{V_u / V_p}$$

V_u cortante de diseño

12.3.1.3.3 Ángulo de rotación del eslabón

El ángulo de rotación inelástica del eslabón, γ_p, es el ángulo entre su eje y los de la viga fuera de él (figura 12.3.3), cuando la distorsión total del entrepiso es igual a la de diseño; no debe exceder de los valores siguientes:

0.08 radianes para eslabones de longitud $e \leq 1.6M_p / V_p$

0.02 radianes para eslabones de longitud $e \geq 2.6M_p / V_p$

Para longitudes comprendidas entre $1.6M_p$ / V_p y $2.6M_p$ / V_p se interpola linealmente.

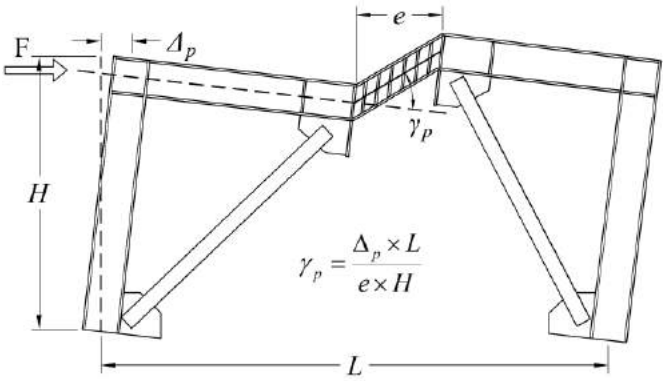


Figura 12.3.3 Giro del eslabón

12.3.1.4 Atiesadores en los eslabones

12.3.1.4.1 Para secciones I

a) Atiesadores en los extremos

Se colocarán atiesadores del peralte del alma en los dos lados del alma del eslabón y en los extremos de las diagonales que se unen con ellos. El ancho total de los dos atiesadores no será menor que (b_p-2t_a), y su espesor no menor que 0.75t_a ni que 10 mm; b_p y t_a son el ancho del patín y el espesor del alma del eslabón (en la figura 12.3.4 S es la separación entre atiesadores y e la longitud del eslabón).

b) Atiesadores intermedios

Su separación será:

1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p / V_p$ se colocarán atiesadores intermedios con separaciones que no excederán de $30t_a$-d/5 para rotaciones del eslabón de 0.08 radianes, y de $52t_a$-d/5 para rotaciones de 0.02 radianes o menores.

2) En eslabones de longitud igual o mayor que $2.6M_p/V_p$ y menor que $5M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios a una distancia de cada extremo del eslabón igual a $1.5b_p$ (Figura 12.3.5).

3) En eslabones de longitud entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios que cumplirán los requisitos 1 y 2.

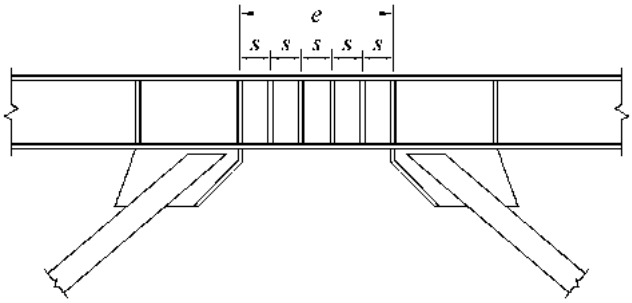


Figura 12.3.4 Atiesadores en el eslabón para $e \leq 1.6M_p/V_p$

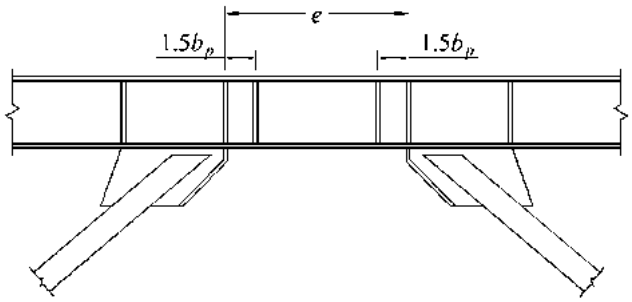


Figura 12.3.5 Atiesadores en eslabones para $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$

4) Cuando la longitud de los eslabones es mayor que $5M_p/V_p$ no se requieren atiesadores intermedios.

5) El peralte de los atiesadores debe ser igual al peralte total del alma.

6) Si el peralte de los eslabones es menor de 640 mm, los atiesadores se colocan en un solo lado del alma; su espesor no debe ser menor que el del alma del eslabón, t_a, ni que 10 mm, y su ancho igual o mayor que $b_p/2$-t_a. En eslabones con peralte igual o mayor que 640 mm se requieren atiesadores en los dos lados del alma.

7) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan un atiesador con el alma del eslabón es F_{yat} A_{at}, donde A_{at} es el área de una sección transversal horizontal del atiesador y F_{yat} su esfuerzo de fluencia. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen a un atiesador con cada patín del eslabón es F_{yat} A_{at} /4.

12.3.1.4.2 Para secciones en cajón

En las conexiones de la diagonal se colocarán atiesadores de peralte completo en un lado de cada una de las almas del eslabón, los que pueden soldarse a la cara interior o exterior de las almas. El ancho de cada atiesador no será menor que b/2, donde b es el ancho interior del cajón, y su espesor no menor que $0.75t_a$ o 13 mm (figura 12.3.6).

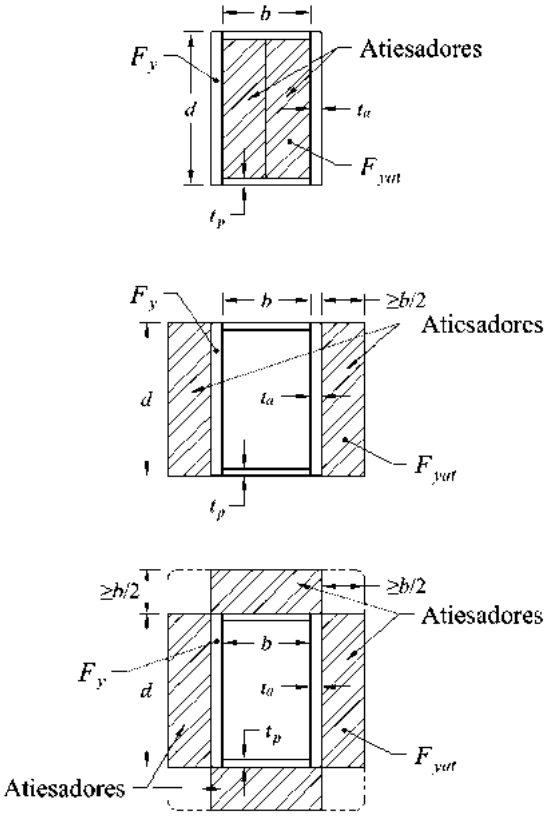


Figura 12.3.6 Atiesadores en eslabones de sección en cajón

Deben colocarse, además, atiesadores intermedios, que cumplirán los requisitos siguientes:

1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$ y relación peralte/espesor del alma, h/t_a, mayor o igual que $0.64\sqrt{E/F_y}$, se requieren atiesadores de peralte total, colocados en un lado de cada alma. Las separaciones entre ellos no serán mayores que $20t_a$-(d-$2t_p$)/8.

2) Los eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$, y relación peralte/ espesor del alma, h/t_a, menor que $0.64\sqrt{E/F_y}$ no requieren atiesadores intermedios.

3) Los eslabones de longitud mayor que $1.6M_p/V_p$ no requieren atiesadores intermedios.

Los atiesadores intermedios deben ser de peralte completo, soldados al alma con soldaduras de filete que resistan una fuerza igual a $F_{yat}A_{at}$ donde A_{at} es el área de la sección transversal horizontal del atiesador.

12.3.1.5 Zonas protegidas

Los eslabones son zonas protegidas, que deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

12.3.1.6 Conexiones

12.3.1.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras de las uniones entre columnas y placas base.
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras en conexiones viga-columna.

4) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón a una columna, cuando el eslabón se forma junto a ella.

5) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón cuando este está formado por placas.

12.3.1.6.2 Conexiones eslabón-columna

Cuando el eslabón se conecta a una columna, se requiere que se cumplan los requisitos siguientes:

1) Las conexiones deben ser rígidas para la transmisión de flexión.

2) Deben ser capaces de soportar una rotación al menos 20 por ciento mayor que la correspondiente al desplazamiento, Δ, del marco.

3) En eslabones de longitud $e \leq 1.6 M_p / V_p$ la rotación deberá ser $\gamma_p \geq \pm 0.08 Rad$.

4) En eslabones de longitud $e \geq 2.6 M_p / V_p$ la rotación será $\gamma_p \geq \pm 0.02 Rad$.

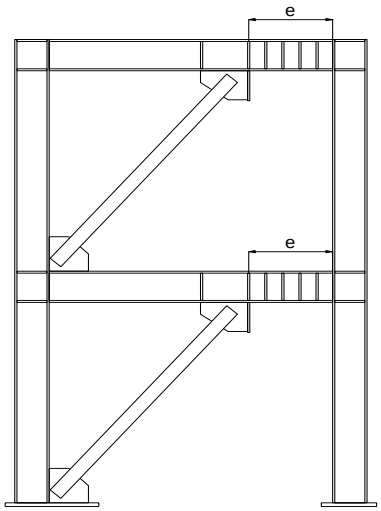


Figura 12.3.7 Conexión eslabón-columna

5) Para eslabones intermedios, con $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$, se interpola linealmente.

6) La resistencia en cortante de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual a la resistencia esperada del eslabón, $R_y V_n$.

7) La resistencia en flexión de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual al momento generado por el cortante nominal del eslabón multiplicado por R_y y por 1.25 para eslabones formados por secciones I y por 1.4 para secciones en cajón, es decir, $1.25R_y e V_p$, o $1.4R_y e V_p$.

12.3.1.6.3 Conexiones viga-columna

Cuando una diagonal o placa de conexión se une simultáneamente a la columna y a la trabe, la conexión debe cumplir los requisitos siguientes:

1) Puede ser simple, capaz de desarrollar una rotación no menor de 0.025 radianes, o

2) Se diseña para que resista un momento igual al menor de los siguientes:

a) La capacidad en flexión esperada de la viga que corresponde a su momento plástico multiplicado por R_y y por 1.1, esto es, $1.1R_y M_p$.

b) El momento correspondiente a la suma de las capacidades esperadas en flexión de las columnas, multiplicadas por R_y y por 1.1, esto es, $\Sigma(1.1R_y F_y Z_c)$.

12.3.1.6.4 Conexión de las diagonales

Cuando se utilicen agujeros sobredimensionados se verificará el estado límite de deslizamiento de los tornillos, aplicando las combinaciones de cargas de diseño.

Si la conexión se diseña para que resista una porción del momento en el extremo del eslabón, se considerará completamente rígida, y se tendrán en cuenta la carga axial y la fuerza cortante.

La intersección de los ejes centroidales de la diagonal y del eslabón debe estar en la terminación del eslabón o dentro de él.

Nota: Se acepta que la intersección esté fuera del eslabón, si el momento adicional en la viga se incluye en el diseño.

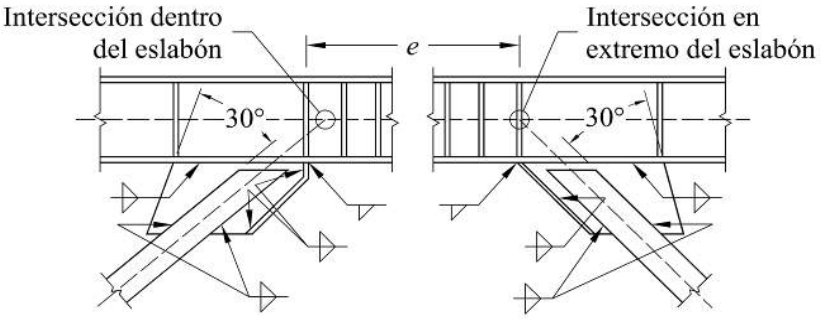


Figura 12.3.8 Soldaduras de diagonales a la viga

12.3.1.6.5 Empalmes de columnas.

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc} / H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas
ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

12.3.1.7 Soporte lateral del eslabón

Cuando sea de sección I, se proporcionará soporte lateral en los patines superior e inferior de sus extremos. El soporte lateral se diseñará para una fuerza del 6 por ciento de la resistencia de cada patín del eslabón ($0.06R_y F_y Z/h_o$, donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines).

12.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta (Q=4)

12.3.2.1 Bases del diseño

Esta sección se aplica a marcos provistos de contraventeos de fabricación especial, conectados concéntricamente con vigas y columnas. Se permiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, si se tienen en cuenta en el diseño las fuerzas adicionales y si no cambia la fuente esperada de deformación inelástica.

Se espera que los marcos con contravientos restringidos contra el pandeo (MCRP) diseñados de acuerdo con estas recomendaciones proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente por fluencia, en tensión o compresión, de los contraventeos.

12.3.2.2 Introducción

Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP), se componen de vigas, columnas y contraventeos concéntricos restringidos contra pandeo (CRP).

Los CRP están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia de contracción controlada, que restringe el pandeo del núcleo (figura 12.3.9). A diferencia de los contraventeos convencionales, los CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión, con una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material.

Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por: a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o b) una distorsión de entrepiso del 2 por ciento de su altura.

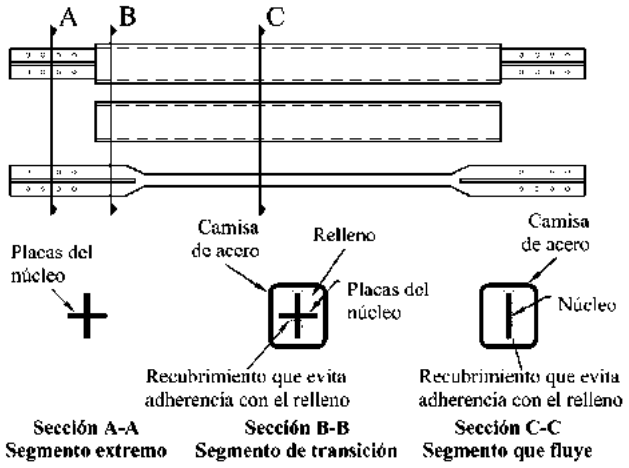


Figura 12.3.9 Componentes de un CRP

El diseño de los MCRP se realiza de manera que durante el sismo de diseño los CRP incursionen en el intervalo inelástico, en tensión o compresión, mientras que las vigas y columnas se conservan, básicamente, en el intervalo elástico; las deformaciones inelásticas se concentran, principalmente, en los CRP.

Nota: Es conveniente que los marcos que contienen los CRP estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión; así mismo, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes, producidas por viento o sismo, a los marcos contraventeados.

Se recomienda que los contraventeos formen un ángulo θ comprendido entre 30 y 60 grados respecto a la horizontal (figura 12.3.10).

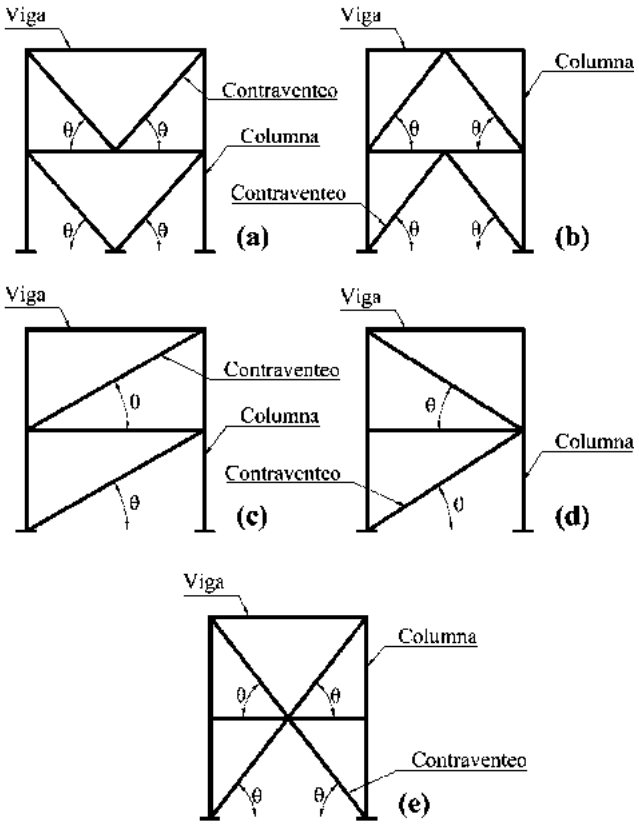


Figura 12.3.10 Configuraciones permitidas de contraventeos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles

12.3.2.3 Análisis

Se considera que los CRP no resisten cargas gravitacionales, pues su función es únicamente la de resistir fuerzas laterales.

La resistencia requerida de vigas, columnas y conexiones se determina con las combinaciones de carga indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, afectadas por los factores de carga respectivos. En el cálculo de las fuerzas sísmicas, el efecto de las acciones horizontales se toma igual a las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que las fuerzas en los contraventeos corresponden, en todos los casos, a su resistencia de diseño ajustada en compresión o tensión.

Para determinar si los contraventeos trabajan en tensión o compresión se ignoran los efectos de las cargas gravitacionales.

La resistencia ajustada de los contraventeos en tensión o compresión es la que se indica en el inciso 12.3.2.4.1.

Se permiten las excepciones siguientes:

1) Pueden despreciarse las fuerzas de flexión resultantes de las distorsiones de entrepiso producidas por sismo. Deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a las columnas entre puntos de soporte lateral.

2) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas exceda la menor de:

a) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a fuerzas de tensión producidas por volteo

b) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

La deformación del contraventeo se determina de la porción inelástica de la distorsión de entrepiso de diseño, e incluye los efectos de la flexibilidad vertical de las vigas. De forma alternativa, esa deformación puede determinarse con un análisis no lineal acorde con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.2.3.1 Deformación de los contraventeos

La deformación de los CRP se obtiene con un análisis estructural que considere las combinaciones de carga adecuadas.

La deformación axial de un contraventeo, asociada con la distorsión elástica de entrepiso (Δ_x), se determina como sigue (figuras 12.3.11 y 12.3.12):

$$\delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{E A_n} \tag{12.3.7}$$

δ_{bx} deformación axial elástica de la longitud efectiva de las diagonales
P_{bx} fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
L_{ysc} longitud efectiva de fluencia del núcleo de la diagonal (figura 12.3.11)
A_n área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal

Para determinar la longitud efectiva de fluencia del núcleo deben restarse las longitudes de la zona común de columna y viga y las de las placas y otros elementos de conexión.

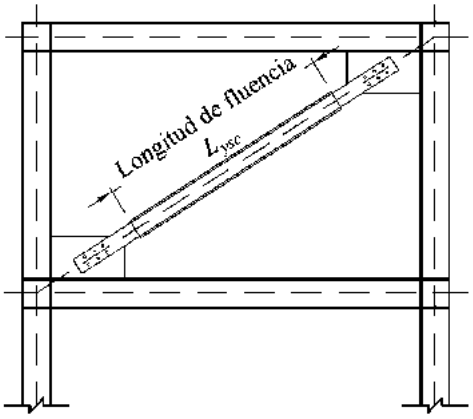


Figura 12.3.11 Longitud efectiva de fluencia de los CRP (L_{ysc})

Conocida δ_{bx} se determina la deformación axial de los CRP asociada a la distorsión de diseño (δ_{bm}).

$$\delta_{bm} = C_b \delta_{bx} \tag{12.3.8}$$

C_b factor de amplificación por deflexión (C_b = 5.0)

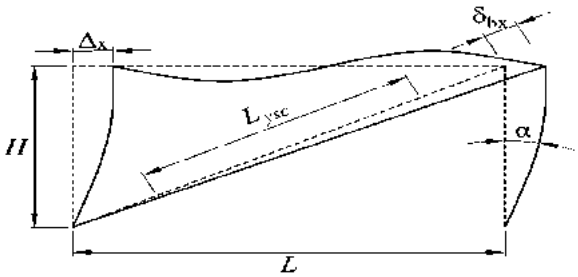


Figura 12.3.12 Deformación axial de los CRP

Una vez determinado el valor de δ_{bm}, se calcula la deformación unitaria del núcleo de acero, ε_{CRP} (ecuación12.3.9), con la que se determinan los valores de ω y β requeridos para el cálculo de la resistencia.

$$\varepsilon_{CRP} = \frac{2\delta_{bm}}{L_{syc}} \tag{12.3.9}$$

12.3.2.4 Resistencia

La resistencia de los contraventeos, que se calcula como sigue, debe justificarse con resultados certificados por el fabricante o con pruebas experimentales que garanticen la capacidad de los CRP. La curva bilineal que se muestra en la figura 13.3.13 representa el comportamiento de un contraventeo.

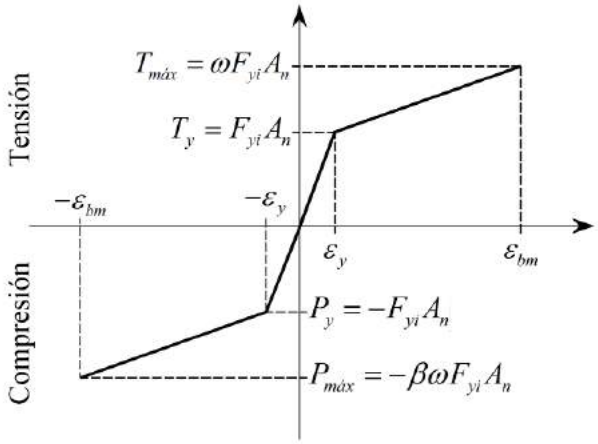


Figura 12.3.13 Curva idealizada fuerza desplazamiento de los CRP

12.3.2.4.1 Resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos

Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total que actúa en las diagonales (P_u). Las resistencias ajustadas de diseño en tensión y compresión son:

En tensión

$$\omega R_y F_{yi} A_n \tag{12.3.10}$$

En compresión

$$\beta\omega R_y F_{yi} A_n \tag{12.3.11}$$

F_R factor de reducción de resistencia igual a 0.9
F_{yi} valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo
A_n área total de la sección transversal del núcleo
β factor de ajuste de la resistencia en compresión (β > 1.0). Es proporcionado por el fabricante de los CRP
ω factor de ajuste de endurecimiento por deformación (ω > 1.0). Es proporcionado por el fabricante de los CRP

12.3.2.4.2 Resistencia máxima de diseño de los contraventeos

La resistencia máxima ajustada de diseño de las diagonales se ajusta con base en la información de las características de los CRP, así como de las demandas de carga axial, obtenidas del análisis estructural, asociadas con la distorsión de diseño máxima.

Las conexiones de los contraventeos y los miembros que concurren en los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas, basadas en la resistencia de diseño ajustada de las diagonales.

La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión

$$R_{Ta} = F_R \omega F_{yi} A_n \tag{12.3.12}$$

En compresión

$$R_{Ca} = F_R \beta \omega F_{yi} A_t \tag{12.3.13}$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 0.9
R_{Ca} resistencia máxima ajustada de diseño en compresión
R_{Ta} resistencia máxima ajustada de diseño en tensión
F_{yi} valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo
ε_y deformación axial de fluencia del núcleo
ε_{bm} deformación axial asociada a la distorsión de diseño de los contraventeos
β y ω se definieron anteriormente

12.3.2.5 Requisitos del sistema

12.3.2.5.1 Marcos con contraventeos en V y V invertida

La resistencia requerida de las vigas a las que se unen los contraventeos y de sus conexiones y miembros que las soportan se determina con base en las combinaciones de carga aplicables, suponiendo que los contraventeos no proporcionan soporte para cargas gravitacionales. En combinaciones de carga que incluyen sismo, las fuerzas vertical y horizontal en la viga se calculan con las resistencias ajustadas de los contraventeos, en tensión y compresión.

Las vigas deben ser continuas entre columnas y su contraventeo lateral debe satisfacer los requisitos, para miembros de ductilidad media, del inciso 12.1.2.3.

Como mínimo, debe soportarse lateralmente el punto de intersección de la viga y los contraventeos.

12.3.2.5.2 Contraventeos en K

Esta configuración no se permite porque puede afectar, desfavorablemente, el comportamiento de las columnas (figura 12.3.18).

12.3.2.5.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas incluyen el núcleo de acero de los contraventeos y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

12.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras en conexiones viga columna.

12.3.2.7 Conexiones

Las conexiones deben conservarse en el intervalo elástico para los niveles de fuerza asociados con la fluencia de los CRP; por lo que se diseñan para la fuerza máxima que puede esperarse que les transmita el contraventeo, multiplicada por 1.1.

12.3.2.7.1 Conexiones viga-columna

Cuando un contraventeo o placa de conexión se une a la viga y a la columna, el diseño de la conexión se hace conforme a:

a) Si la conexión es simple, debe ser capaz de admitir una rotación de 0.025 rad; o,

b) La conexión se diseña para resistir un momento igual al menor de:

1) El momento resistente esperado de la viga, $R_y M_p$, multiplicado por 1.1.

2) El momento correspondiente a la suma de las resistencias esperadas en flexión de las columnas, igual a $\Sigma(R_y F_y Z)$, multiplicada por 1.1.

El momento se considera en combinación con las resistencias requeridas de las conexiones de los contraventeos y de la viga y se incluyen, en su caso, las fuerzas amplificadas de los colectores del diafragma de piso.

12.3.2.7.2 Conexión de las diagonales

La resistencia requerida de las conexiones de los contraventeos en tensión o compresión (incluyendo las conexiones viga columna si son parte del sistema contraventeado) debe ser 1.1 veces la resistencia ajustada del contraventeo en compresión.

Si se utilizan conexiones atornilladas con agujeros sobredimensionados, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de los tornillos no tiene que ser mayor que el efecto de la carga, considerando las combinaciones requeridas, incluyendo las de efectos sísmicos.

12.3.2.7.3 Placas de conexión

En su diseño deben investigarse los posibles pandeos local o global.

12.3.2.7.4 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc} / H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas
ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

12.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)

12.3.3.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos (MCC) formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto.

Se considera que los marcos diseñados con las recomendaciones de esta sección pueden admitir deformaciones inelásticas importantes principalmente por pandeo de los contraventeos comprimidos y fluencia de los que trabajan en tensión.

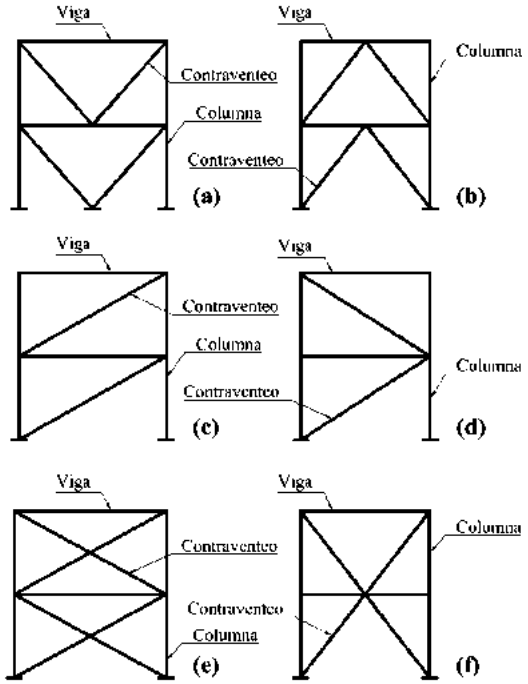


Figura 12.3.14 Configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles

12.3.3.2 Análisis

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en las combinaciones de carga aplicables. El valor de las fuerzas horizontales será el mayor de los obtenidos con los análisis siguientes:

a) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión.

b) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contraventeos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.

Para determinar si los contraventeos trabajan en compresión o tensión no se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales. El análisis se hace en los dos sentidos en que pueden actuar las fuerzas sísmicas.

12.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales

Las diagonales deben colocarse en direcciones alternadas a lo largo de cualquier línea de contraventeo, de manera que para cualquier sentido de las fuerzas sísmicas paralelas a esa línea, cuando menos el 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza horizontal total a lo largo de la línea, sea resistida por contraventeos en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada contraventeo comprimido sea mayor que la requerida, correspondiente a la combinación de acciones de diseño. Para fines de este requisito, una línea de contraventeo se define como una línea única, o varias paralelas separadas no más del 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a ellas.

12.3.3.4 Diagonales de contraventeo

Su relación de esbeltez efectiva, KL/r, no será mayor que $4.0\sqrt{E/F_y}$.

En contraventeos formados por varios perfiles, la relación de esbeltez entre conectores de los elementos que los conforman no será mayor que la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado completo. La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada contraventeo. En el cuarto central del contraventeo no se colocarán esos elementos.

El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se refuerzan para que se cumpla esta condición.

12.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.

En los contraventeos en tensión, $P = R_y F_y A_t$, y en los comprimidos, $P = 0.3R_c$. Se toma la fuerza que produzca el valor más desfavorable para el diseño del elemento que recibe la diagonal (columna, placa de conexión, etc.).

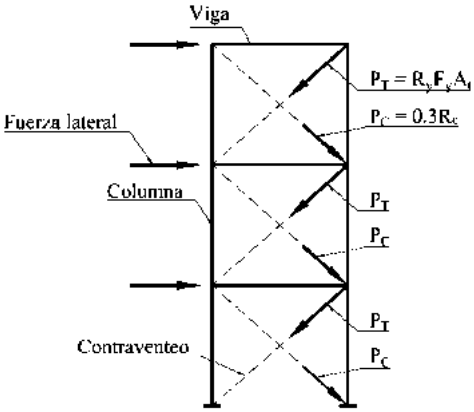


Figura 12.3.15 Fuerza máxima que producen los contraventeos en tensión y en compresión

12.3.3.5.1 Resistencia

12.3.3.5.2 Diagonales de contraventeo

La resistencia esperada en tensión, R_t, de un contraventeo es $R_y F_y A_t$.

La resistencia esperada en compresión, R_c, de un contraventeo es igual a la menor de las cantidades $R_y F_y A_t$ y $1.14F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 5, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$.

La resistencia posterior al pandeo es, como máximo, igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

12.3.3.5.3 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Deberán minimizarse las excentricidades en las conexiones de los contraventeos; en caso de haber excentricidades sus efectos deberán ser considerados en el análisis y en el diseño. La excentricidad máxima permitida será igual a la mitad del peralte de la viga a la que se une la diagonal. Sin embargo, puede aumentarse hasta el peralte completo si no cambia la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

La resistencia de las conexiones será la indicada en los siguientes incisos.

a) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de:

1) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo, igual a $R_y F_y A_t$.

2) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo.

b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (inciso 4.2b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (inciso 10.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en el inciso 12.3.3.5.2a.

c) Resistencia en compresión. La resistencia de diseño en compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en un estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida en compresión definida en el inciso 12.3.3.5.2 tomando en cuenta en el cálculo de F_n el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$.

d) Resistencia en flexión. La resistencia de diseño en flexión de la conexión en la dirección en que se pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1, ($1.1R_y M_p$).

e) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo.

f) Su geometría debe cumplir el requisito indicado en la figura 12.3.16.

g) No debe utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión.

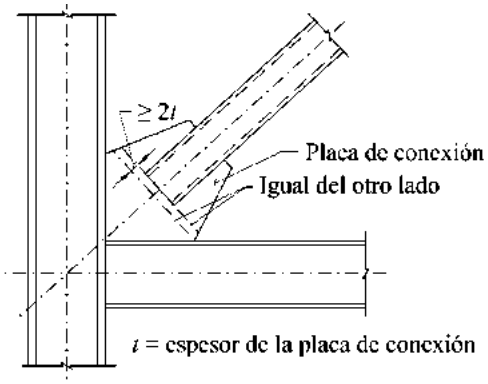


Figura 12.3.16 Geometría requerida de la placa de conexión

12.3.3.5.4 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.5.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc} / H_c$

12.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

Las vigas a las que se unen los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

1) Ser continuas entre columnas

2) Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe

3) Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a $R_y P_y$ en la diagonal en tensión y máxima de $0.3R_c$ en la comprimida

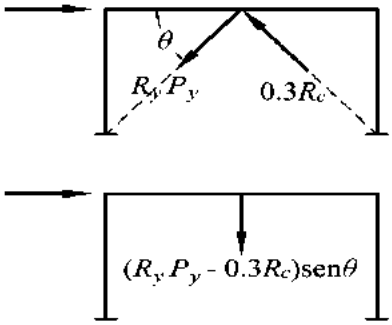


Figura 12.3.17 Fuerzas máximas estimadas en los contraventeos en "V" invertida

4) Soportarse lateralmente para que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad media

5) Como mínimo, los patines superior e inferior de las vigas deben soportarse lateralmente en el punto de intersección de los contraventeos, con un elemento que soporte una fuerza lateral no menor que el dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual al producto de su área por F_y, a menos que el miembro tenga resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre los puntos restringidos adyacentes.

En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar diagonales en “K”, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna (figura 12.3.18).

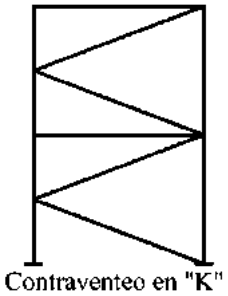


Figura 12.3.18 Configuración de contraventeo en K no permitida

12.3.3.7 Zonas protegidas

Las zonas protegidas son:

1) El cuarto central de los contraventeos

2) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte del contraventeo en esa zona

3) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas

Las zonas protegidas deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

12.3.3.8 Soldaduras de demanda critica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras en conexiones viga columna.

12.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)

Las diagonales de contraventeo pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, bajo la acción de eventos sísmicos intensos, mientras admiten deformaciones inelásticas moderadas en ellas y sus conexiones.

12.3.4.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos, formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto. Sin embargo, se admiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, siempre que en el diseño se consideren las fuerzas resultantes en los miembros y las conexiones, y no cambie la fuente de suministro de capacidad de deformación inelástica.

12.3.4.2 Análisis

Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar el análisis como se indica en 12.3.3.2.

12.3.4.3 Requisitos del sistema

Marcos con contraventeos en V o V invertida.

Las vigas deben satisfacer los requisitos siguientes:

1) Ser continuas en la conexión con los contraventeos que están alejados de la conexión viga columna.

2) Su resistencia de diseño se obtiene suponiendo que los contraventeos no proporcionan apoyo para las cargas muertas y vivas.

En las combinaciones que incluyen sismo sus efectos se obtienen como sigue:

a) Las fuerzas en contraventeos en tensión tendrán el menor de los valores siguientes:

i) Su resistencia esperada de fluencia, $R_y F_y A_t$

ii) Los valores de diseño obtenidos del análisis

iii) La fuerza máxima que pueda ser desarrollada por el sistema

b) Las fuerzas en las diagonales comprimidas se supondrán iguales a $0.3R_c$.

3) Se proporcionará restricción lateral, como mínimo, en los puntos de intersección de los contraventeos, a menos que tengan resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre puntos restringidos adyacentes.

12.3.4.4 Diagonales de contraventeo

Las diagonales deben satisfacer los requisitos que siguen:

a) Las relaciones ancho/grueso deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media definidos en la tabla 12.1.2

b) Tener una relación de esbeltez efectiva, KL/r, no mayor que $4.0\sqrt{E/F_y}$

c) La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada diagonal. En el cuarto central de la diagonal no se colocarán elementos de sujeción

No se permiten contraventeos en K.

12.3.4.5 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Se cumplirán los requisitos indicados en el inciso 12.3.3.5.3.

12.3.5 Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión (ductilidad baja, Q=1)

Cuando la rigidez lateral de los marcos es proporcionada únicamente por diagonales de relación de esbeltez que sobrepasa los límites indicados en el inciso 2.3.2, se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario (Q = 1), y se supone que la diagonal en tensión resiste toda la fuerza sísmica.

Nota: Lo anterior se debe a que las diagonales no pueden completar el ciclo histerético, por lo que la estructura tiene muy poca capacidad de disipación de energía, además de generar deformaciones permanentes, por lo que se debe garantizar un comportamiento elástico ante acciones sísmicas.

El análisis debe ser elástico lineal, teniendo en cuenta que las diagonales no resisten compresiones.

Los elementos estructurales se diseñan siguiendo las especificaciones de los capítulos 5 a 8, y las distorsiones máximas se limitarán a los valores indicados en la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.3.6 Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento

En estructuras de un piso, cuyo diseño quede regido por viento, se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

Nota: El requisito anterior es aplicable a estructuras de un piso, con cubierta ligera, como las que se emplean, con frecuencia, en fábricas, bodegas, y otras instalaciones semejantes.

12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, Q=4)

12.4.1 Bases de diseño

Esta sección se aplica a marcos que tienen placas de acero delgadas conectadas a las vigas y a las columnas, en algunos de los tableros que los forman.

Se espera que los marcos con tableros de placa dúctiles (TPD) diseñados siguiendo estas Normas tendrán una capacidad de deformación inelástica significativa, obtenida principalmente por fluencia de la placa y por formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde (EHB).

12.4.2 Análisis

Se considerará que las placas de los TPD no resisten cargas gravitacionales. En lo que sigue se utilizan las palabras “placas” o “almas”.

La resistencia requerida de los elementos de borde, horizontales y verticales, y de las conexiones de las placas, se obtendrá de las combinaciones de carga indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para determinar las fuerzas sísmicas se hará un análisis en el que se supondrá que todas las almas resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión con un ángulo α, de acuerdo con lo establecido en el inciso 12.4.4.2, y que los EHB resisten, en cada extremo, fuerzas debidas a flexión, iguales a $1.1R_yM_p$. Se supone que las almas trabajan en tensión, despreciando los efectos de las cargas gravitacionales.

El esfuerzo de fluencia esperado en el alma se tomará igual a R_yF_y. Si se emplean tableros perforados, el esfuerzo efectivo de tensión esperado se obtendrá de acuerdo con el inciso 12.4.6.

12.4.3 Requisitos del sistema

12.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)

Los elementos verticales de borde (EVB) tendrán un momento de inercia alrededor de un eje perpendicular al plano del alma, I_c, no menor de $0.0031t_ah^4/L$. El momento de inercia de los elementos horizontales de borde (EHB), en el mismo plano, I_v, no será menor que $0.0031L^4/h$ veces la diferencia del espesor de las placas del alma encima y debajo de ellos.

I_v momento de inercia de un EHB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I_c momento de inercia de un EVB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
L distancia entre ejes de los EVB
H distancia entre ejes de los EHB
t_a espesor del alma

12.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.5 para la relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB, sin considerar los efectos en las almas.

12.4.3.3 Contraventeo

Los EHB se contraventearán para que satisfagan los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

12.4.3.4 Aberturas en el alma

Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total del panel, a menos que se permita su ausencia de acuerdo con el inciso 12.4.6, o que se demuestre, experimental o analíticamente, que no son necesarios.

12.4.4 Miembros

12.4.4.1 Requisitos básicos

Los EHB, los EVB y los elementos de borde intermedios, deben satisfacer los requisitos de la sección 12.1 para miembros de ductilidad alta.

12.4.4.2 Almas

La resistencia de diseño en cortante del panel, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina con las expresiones siguientes:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \operatorname{sen} 2\alpha \tag{12.4.1}$$

$F_R = 0.90$

L_{pc} distancia libre entre los patines de los EVB

t_a espesor del alma

α ángulo de fluencia del alma, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo α se puede tomar igual a 40 grados o calcularse con la expresión:

$$\tan^4\alpha = \frac{1 + \dfrac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h\left(\dfrac{1}{A_v} + \dfrac{h^3}{360 I_c L}\right)} \tag{12.4.2}$$

A_v área de la sección transversal de un EHB

A_c área de la sección transversal en un EVB

Nota: Las fuerzas cortantes laterales son resistidas por campos de tensión diagonal que se desarrollan en las almas, en la dirección α definida por la ecuación 12.4.2. Cuando los elementos de borde de un panel de alma no son idénticos, en esa ecuación puede tomarse A_v igual al promedio de las áreas de los dos EHB, y los promedios de las áreas y de los momentos de inercia para los EVB.

La resistencia en cortante plástico se determina dividiendo, para fines de análisis, cada panel de alma en un mínimo de 10 franjas, de anchos iguales, supuestas articuladas en los dos extremos, con la inclinación definida por el ángulo α.

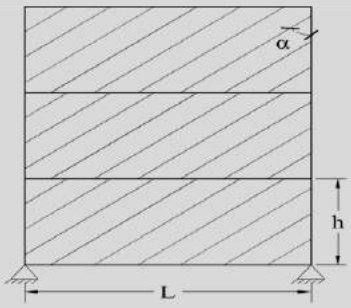


Figura 12.4.1 Modelo de franjas en unas placas de un TPD

12.4.4.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas de un tablero de placa dúctil deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1. Incluyen las partes siguientes:

1) Almas de los tableros

2) Elementos que unen las almas con los elementos verticales y horizontales de borde

3) Las zonas en las que se forman las articulaciones plásticas en cada extremo de los EHB, en una región que abarca desde el paño de la columna hasta una distancia igual a un peralte de la trabe, o como se especifique en el inciso 12.1.6.1

12.4.5 Conexiones

12.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas

2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales

12.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB

Deben satisfacerse los requisitos del inciso 12.2.3.5.

1) Resistencia requerida

La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para obtener la carga sísmica se sumarán el cortante de la resistencia a flexión de la viga, V_{fv} (ecuación 12.2.8), y el cortante resultante de la resistencia esperada de fluencia en tensión diagonal del alma, con una inclinación dada por el ángulo α.

2) Zonas de panel (zona común de viga y columna)

La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.7.

12.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde

La resistencia requerida de las conexiones del alma a los elementos de borde verticales y horizontales que la rodean será igual a la resistencia de fluencia en tensión del alma calculada con el ángulo α.

12.4.5.4 Empalmes de columnas

Los empalmes cumplirán los requisitos del inciso 12.1.5. Cuando se empleen soldaduras, serán de penetración completa.

Se diseñarán para resistir, al menos, el 50 por ciento de la menor resistencia en flexión disponible de los miembros conectados. La resistencia requerida en cortante, V_u, se obtendrá como se indica en el inciso 12.1.5.3.

12.4.6 Almas perforadas

12.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular

Nota: Las almas perforadas constituyen un caso especial en el que una distribución adecuada de perforaciones permite el paso de instalaciones, y puede utilizarse para reducir la resistencia y rigidez del muro de placa a los niveles requeridos en el diseño, cuando las placas resultan excesivamente delgadas. En la figura 12.4.2 se muestra una distribución de agujeros típica.

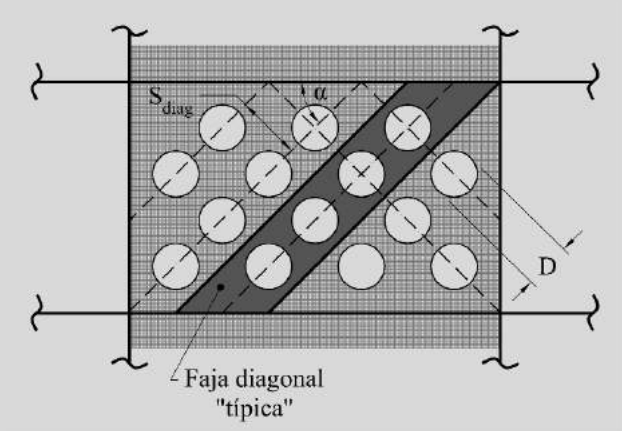


Figura 12.4.2 Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica

Si en el diseño de edificios de altura baja a media se emplean placas de acero laminadas en caliente, es posible que las de menor grueso disponible ocasionen en el panel del alma fuerzas mucho mayores que las necesarias, con el consiguiente aumento de las acciones sobre los EVB y los EHB, y un sistema más caro de lo necesario, lo que puede mejorarse utilizando placas perforadas.

Se permite hacer perforaciones en la placa de alma siguiendo los lineamientos de esta sección. Los agujeros se distribuirán de manera regular, serán circulares y del mismo diámetro, y se harán en toda el área del alma, colocados sobre diagonales con el mismo ángulo de inclinación respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros tendrán una rugosidad no mayor que 13 micras.

12.4.6.1.1 Resistencia

La resistencia de diseño en cortante del alma del tablero, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante en un alma perforada, se obtiene con la expresión:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \tag{12.4.3}$$

$F_R = 0.9$

D diámetro de los agujeros
L_{pc} distancia libre entre los patines de los EVB
S_{diag} distancia mínima entre centros de agujeros
t_a espesor del alma

12.4.6.1.2 Separación

La separación S_{diag} entre agujeros no será menor que 1.67D.

La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones del alma con los elementos de borde verticales y horizontales será por lo menos igual a D, pero sin exceder de $D+0.7S_{diag}$.

12.4.6.1.3 Rigidez

La rigidez de las placas perforadas regularmente se calcula empleando un espesor efectivo de la placa, t_{ef}, dado por:

$$t_{ef} = \frac{1-\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)}{1-\frac{\pi}{4}\left(\frac{D}{S_{diag}}\right)\left(1-\frac{N_r D \operatorname{sen}\alpha}{H_c}\right)} t_a \qquad (12.4.4)$$

H_c altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre los patines de la viga
N_r número de filas horizontales de perforaciones
α ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros con respecto a la vertical, en grados

12.4.6.1.4 Esfuerzos efectivos esperados de tensión

El esfuerzo efectivo esperado de tensión que se usará para el análisis, en lugar del indicado en el inciso 12.4.2, será $R_y F_y \left(1-0.7D/S_{diag}\right)$.

12.4.6.2 Cortes de esquina reforzados

Se permiten cortes en forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas, siempre que éstas se conecten a una placa en arco que siga el borde de los cortes. Las placas se diseñan para que permitan el desarrollo de la resistencia total del alma, y mantengan su resistencia durante las distorsiones de entrepiso de diseño. Esto se logra si se satisfacen las condiciones siguientes.

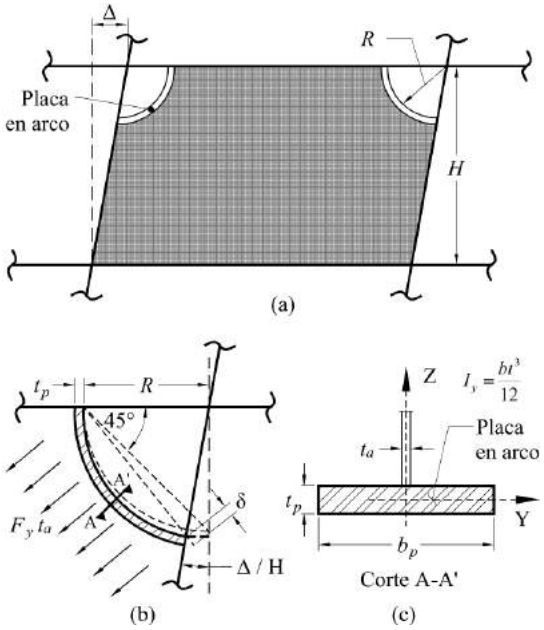


Figura 12.4.3 a) Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.

12.4.6.2.1 Diseño por tensión

La placa en arco tendrá la resistencia disponible necesaria para resistir la fuerza de tensión axial resultante de la tensión en la placa del alma, sin considerar otras fuerzas.

$$P_u = \frac{R_y F_y t_a R^2}{4e} \qquad (12.4.5)$$

R radio de los cortes

e $= R\left(1-\sqrt{2}/2\right)$

Los EHB y los EVB se diseñan para resistir las fuerzas de tensión axial que actúen en el extremo del elemento de refuerzo en arco.

12.4.6.2.2 Diseño para las fuerzas en la conexión viga-columna

La placa en arco tendrá la resistencia admisible necesaria para resistir los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma, resultantes de la deformación de la conexión, en ausencia de otras fuerzas. La fuerza y el momento son:

$$P_u = \frac{15EI_y}{16e^2}\left(\frac{\Delta}{H}\right) \tag{12.4.6}$$

$$M_u = P_u e \tag{12.4.7}$$

H altura del entrepiso
I_y momento de inercia de la placa en arco alrededor del eje Y
Δ distorsión de diseño del entrepiso

12.5 Marcos rígidos compuestos

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

A menos que se indique otra cosa en esta sección, los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma. Además, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de la presente Norma, y los componentes de concreto los de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

12.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta (Q=4)

12.5.1.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos con ductilidad alta deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad media (inciso 12.5.2) y baja (inciso 12.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

12.5.1.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad alta se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de acero de las conexiones. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño efectiva de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Solo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel de acero, las placas de continuidad o diafragmas de acero, debe satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.

12.5.1.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad alta se calculan con Q = 4, con los métodos que se estipulan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El análisis de un marco compuesto de ductilidad alta deberá satisfacer los requisitos de diseño que se describen en el Capítulo 2 de las presentes Normas, que incluyen todas las deformaciones significativas en elementos y conexiones, efectos de segundo orden, imperfecciones geométricas, e incertidumbres en rigideces y resistencias.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ecuación 9.2.36.

Para el análisis y diseño se permiten el método de la longitud efectiva o el método directo, descritos en el Capítulo 2 y en el inciso 9.2.9.

12.5.1.4 Requisitos del sistema

12.5.1.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 12.1.2. Para elementos de acero completamente embebidos en concreto diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2.

12.5.1.4.2 Unión viga columna

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben diseñarse con una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas que concurren en el mismo nudo. Para ello, debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pv}} > 1.0 \qquad (12.5.1)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

ΣM_{pv}^* suma de los momentos resistentes esperados de las vigas de acero o compuestas que llegan a la junta

La revisión anterior no es necesaria en los nudos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

Los momentos resistentes anteriores se calculan en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Si los ejes de las vigas que llegan al nudo no coinciden, se considera la línea media entre ellos.

El momento resistente nominal de columnas de acero se determina usando la ecuación 12.2.4. Para columnas de concreto reforzado, el momento resistente se determina como lo indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas se determina con la ecuación:

$$M^*_{pc} = M_R \left(\frac{R_c - P_u}{R_c - R_{cc}} \right) \leq M_R \qquad (12.5.2)$$

M_R momento resistente de diseño de la sección en flexión pura (ecuación 9.2.22)
R_c resistencia axial de diseño de la columna en compresión, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.1)
R_{cc} resistencia axial nominal de la sección de concreto, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.25)

Conservadoramente, el momento resistente de la columna de acero, de concreto o compuesta se puede determinar con la ecuación siguiente:

$$M^*_{pc} = M_n \left(1 - \frac{P_u}{P_n} \right) \qquad (12.5.3)$$

El momento resistente esperado en las vigas, en la intersección de sus ejes con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M^*_{pv} = M_{pe} + M_{uv} \qquad (12.5.4)$$

M_{Pe} resistencia plástica esperada de la viga, igual a $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para una viga de acero. Para una viga compuesta, la resistencia puede determinarse con el método de distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de deformaciones. En cualquier caso, se deben usar resistencias máximas esperadas de los materiales (por ejemplo, el esfuerzo máximo esperado del acero estructural y de refuerzo es $F_{ye} = 1.1R_y F_y$)

M_{uv} momento adicional que produce en el eje de la columna el cortante esperado en la articulación plástica de la viga

Alternativamente, el momento resistente esperado de vigas compuestas se puede determinar con la ecuación:

$$\Sigma M_{pv}^{*} = R_y \left(M_n^{+} + M_n^{-} \right) \tag{12.5.5}$$

R_y sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1
M_n^+ resistencia a momento nominal positivo de la viga compuesta
M_n^- resistencia a momento nominal negativo de la viga compuesta

12.5.1.4.3 Arriostramiento de vigas

Las vigas de acero o compuestas de ductilidad alta deben estar arriostradas debidamente y satisfacer los requisitos de los incisos 12.5.2 y 12.5.3, además de los requisitos adicionales siguientes:

a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe ser mayor que:

$$L_u = 0.086 r_y E / F_y \tag{12.5.6}$$

Si las vigas están embebidas en concreto, la determinación de r_y en el plano de pandeo se hará con la sección transformada elástica.

b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estar arriostrada torsionalmente.

Además, se arriostrarán los puntos cercanos a cargas concentradas, cambios de sección transversal, y otros lugares donde el análisis indique que pueden formarse articulaciones plásticas.

c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia P_b , y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.06 M_{pe} / h_o \tag{12.5.7}$$

$$K_b \geq \frac{20 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \tag{12.5.8}$$

d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.06 M_{pe} \tag{12.5.9}$$

$F_R = 0.75$
h_o distancia entre los centros de gravedad de los patines
M_{pe} momento plástico esperado de la viga de acero ($M_{pe} = R_y F_y Z$)

12.5.1.5 Miembros

12.5.1.5.1 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Nota: En general, se supone que las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

Están prohibidos los cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.5.1.5.2 Patines de vigas

Se prohíben cambios abruptos en el área de los patines de la viga de acero en las zonas protegidas.

12.5.1.5.3 Detallado de columnas compuestas embebidas

Las columnas compuestas embebidas deben satisfacer las especificaciones del Capítulo 9 de esta Norma. Los componentes de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1, y los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Adicionalmente, las columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.

b) El área de refuerzo transversal deberá ser no menor que:

$$A_{sh} \geq 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_a}{P_R}\right)\left(\frac{f_c'}{F_{yr}}\right) \qquad (12.5.10)$$

f_c' y h_{cc} resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal
s y F_{yr} separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
A_a y F_y área y esfuerzo de fluencia del acero estructural
P_R resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ecuación 9.2.1

c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos, que cumplan los requisitos de confinamiento altamente dúctil indicados de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

d) La separación, s, del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que: (a) b_c /4, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal; (b) $6d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c) $12d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 15 cm.

e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un cuarto de la altura libre de la columna; (b) una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 75 cm.

f) El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede remplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto.

Nota: Los estribos en la zona del nudo de columnas compuestas embebidas no se pueden cerrar debido a que se interceptan con el alma de las vigas de acero que se conectan a la columna. Para resolver esto, no se recomienda barrenar agujeros en el alma para el paso de los estribos. En su lugar, los estribos se pueden remplazar por soleras. O bien, también se pueden colocar placas que confinen el nudo.

g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos.

h) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas ahogadas cumplirán con los requisitos de elementos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

i) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas.

j) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Nota: Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

12.5.1.5.4 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer el Capítulo 9 de esta Norma, y los requisitos adicionales siguientes:

12.5.1.5.4.1 Diafragmas o placas de continuidad

Los diafragmas o placas de continuidad en columnas compuestas rellenas pueden ser interiores o exteriores. En cualquiera de los casos, deben cumplir los requisitos siguientes.

a) Su grueso será igual o mayor que el del patín más grueso de las vigas de acero que se conecten a la columna.

b) Deben soldarse en todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa, o de filete en ambos lados de la placa. La soldadura de las placas interiores puede ser compleja y puede exigir cortes de la columna en varios tramos.

Nota: Los diafragmas interiores deben tener una abertura circular de tamaño adecuado para el paso de concreto.

En columnas compuestas rellenas se deben tomar las precauciones necesarias para vibrar adecuadamente el concreto y evitar que se presente segregación.

Nota: En columnas compuestas rellenas se recomienda utilizar concreto autocompactable o un producto similar, que evite los problemas de segregación, un mal vibrado, o alta contracción por secado.

Debe darse atención especial a la compactación del concreto en la zona de los diafragmas interiores, a fin de evitar discontinuidades en ella.

Nota: Se sugiere que las juntas de colado de columnas compuestas rellenas se programen en el nivel inferior de alguno de los diafragmas interiores, de tal forma que se pueda rellenar con mortero expansivo (grout) el posible espacio, en caso de presentarse contracción por secado del concreto. El relleno con mortero expansivo debe llegar al nivel superior de la abertura del diafragma interior.

12.5.1.5.4.2 Refuerzo en secciones huecas rectangulares para el concreto en estado fresco

En las columnas compuestas rellenas, de sección cuadrada o rectangular, deben colocarse refuerzos exteriores temporales durante el colado del concreto fresco, que no se retirarán hasta que el concreto alcance el 70 por ciento de la resistencia de diseño. Estos refuerzos deben colocarse a lo largo de las columnas rectangulares y entrepisos que se vayan a colar, espaciados a distancias no mayores que un sexto de la altura de entrepiso; el refuerzo temporal se puede omitir en el nivel de las placas base, los diafragmas interiores o exteriores, y las vigas conectadas a la columna.

Nota: El objeto del refuerzo exterior temporal es evitar deformaciones locales del tubo de acero de sección cuadrada o rectangular debidas a la presión hidrostática del concreto en estado fresco. Una vez endurecido el concreto, los refuerzos se retiran; pueden consistir en placas o ángulos soldados o atornillados entre ellos. Durante la instalación de los refuerzos, se debe cuidar que haya un contacto continuo con la sección de acero, pero que no se induzcan deformaciones locales hacia el interior del tubo rectangular.

12.5.1.6 Conexiones

12.5.1.6.1 Conexiones viga columna

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad alta deben ser rígidas (o conexiones a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deberán satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.9.

Además, las conexiones viga columna deben cumplir los requisitos siguientes:

a) La conexión deberá ser capaz de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad.

b) La resistencia en flexión de la conexión, medida en el paño de la columna cuando la distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, deberá ser de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

12.5.1.6.2 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en la conexión será la mayor de:

a) La cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe} / L_h \qquad (12.5.11)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga, igual a $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para vigas de acero; y el momento plástico de vigas compuestas puede determinarse con los métodos de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones, utilizando la resistencia máxima probable de los materiales

L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga

12.5.1.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.1.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

12.5.1.6.5 Soldaduras de demanda crítica

Son las siguientes:

a) Todas las de las zonas protegidas.

b) Entre empalmes de columnas.

c) En la conexión de columnas y placas base.

d) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.

e) En placas de continuidad.

f) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas ahogadas.

g) Entre almas de vigas y columnas.

12.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media (Q=3)

12.5.2.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad media deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad baja (inciso 12.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

12.5.2.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad media se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas moderadas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas menores por cortante en la zona del panel. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas o trabes. Sólo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel, y de las placas de continuidad o diafragmas, debe satisfacer los requisitos de la sección 12.2.

12.5.2.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos de ductilidad media se calcularán con Q =3, con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.5.2.4 Requisitos del sistema

12.5.2.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2.

12.5.2.4.2 Relación de momentos de columnas y vigas

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben tener una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas. Debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} \geq 1.0 \qquad (12.5.12)$$

Los términos y los momentos resistentes se definen en el inciso 12.5.1.4.2.

No es necesario que esta condición se cumpla en conexiones de columnas con vigas de azotea.

12.5.2.4.3 Arriostramiento lateral torsional de vigas

Las vigas de acero de ductilidad media deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.3 y las condiciones adicionales:

a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe exceder de:

$$L_u = 0.17 r_y E / F_y \qquad (12.5.13)$$

b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estará arriostrada torsionalmente.

c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia P_b, y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.02 M_{pe} / h_o \qquad (12.5.14)$$

$$K_b \geq \frac{10 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \qquad (12.5.15)$$

d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.024 M_{pe} \qquad (12.5.16)$$

12.5.2.5 Miembros

12.5.2.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

Las columnas compuestas embebidas de ductilidad media deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.

b) El concreto que recubre al perfil de acero debe estar reforzado por barras longitudinales continuas y refuerzo transversal compuesto por estribos o espirales.

c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados o zunchos, que satisfarán los requisitos de confinamiento moderadamente dúctil de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

d) La separación, s, del refuerzo transversal en los extremos de las columnas no será mayor que: (a) $b_c/2$, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal; (b) $8d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c) $24d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 30 cm.

e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un sexto de la altura libre de la columna; (b) la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 45 cm.

f) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En el caso de columnas conectadas a elementos rígidos, tal como muros de cortante o contravientos, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será, en toda la columna, igual que el requerido para los extremos.

g) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas embebidas cumplirán con los requisitos de elementos moderadamente dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

h) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas.

i) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Nota: Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

12.5.2.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Se cumplirán los requisitos del inciso 12.5.1.

12.5.2.5.3 Conexiones viga columna

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad media deben ser rígidas (o conexiones que resisten momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del inciso 12.5.1.

Además, deben cumplir los requisitos siguientes:

a) Serán capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03 rad.

b) Su resistencia en flexión medida en el eje de la columna cuando la distorsión de entrepiso es no menor de 0.03 rad será, como mínimo, el 80 por ciento del momento plástico de diseño de la viga conectada.

12.5.2.5.4 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en las vigas en la conexión será la mayor de:

a) La fuerza cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe} / L_h \qquad (12.5.17)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga igual a $1.1R_y M_p$
L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga.

12.5.2.5.5 Empalmes

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.2.5.6 Placas base

Se deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de la presente Norma.

12.5.2.5.7 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Nota: En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

12.5.2.5.8 Soldaduras de demanda crítica

Son las siguientes:

a) Entre empalmes de columnas.

b) En la conexión de columnas y placas base.

c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.

d) En placas de continuidad.

e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas.

f) Entre almas de vigas y columnas.

12.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja (Q=2)

12.5.3.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad baja deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

12.5.3.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad baja se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y por cortante en la zona del panel.

Nota: Con estas Normas se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos de ductilidad baja garanticen deformaciones inelásticas limitadas.

12.5.3.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad baja se calculan con Q = 2, con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Para él, pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ecuación 9.2.36.

Para el análisis y diseño se permiten el método de la longitud efectiva o el método directo, descritos en el Capítulo 2.

12.5.3.4 Requisitos del sistema

12.5.3.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para desarrollar una ductilidad baja no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 12.1.2. Esto no se requiere en elementos de acero completamente embebidos en concreto.

12.5.3.4.2 Relación entre los momentos resistentes de columnas y vigas

Las columnas y vigas de un marco rígido pueden diseñarse para las demandas obtenidas con un análisis elástico de segundo orden.

12.5.3.4.3 Arriostramiento lateral-torsional de vigas

Las vigas de acero de ductilidad baja deben cumplir los requisitos de los Capítulos 6 y 7.

12.5.3.5 Miembros

12.5.3.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

El componente de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad baja deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de la presente Norma. Por su parte, los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos ordinarios de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

12.5.3.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9.

12.5.3.5.2.1 Diafragmas o placas de continuidad

Ver inciso 12.5.1.5.4.1.

12.5.3.5.2.2 Refuerzo para concreto en estado fresco

Ver inciso 12.5.1.5.4.2.

12.5.3.6 Conexiones

12.5.3.6.1 Conexiones viga columna

Todas las conexiones viga columna en marcos compuestos de ductilidad baja deben ser rígidas (o conexiones resistentes a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10.

Adicionalmente, las conexiones viga columna han de cumplir con los requisitos siguientes:

a) Deberán ser capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 rad.

b) Su resistencia en flexión, medida en el paño de la columna, cuando una distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, será, como mínimo, igual al 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

12.5.3.6.2 Cortante requerido

La resistencia en cortante en una columna compuesta se determina con un análisis elástico de segundo orden, como se indica en el Capítulo 2.

12.5.3.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.3.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

12.5.3.6.5 Zonas protegidas

No hay zonas protegidas.

12.5.3.6.6 Soldaduras de demanda crítica

No hay soldaduras de demanda crítica.

12.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad alta (Q=4)

12.5.4.1 Requisitos generales

Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones semirrígidas compuestas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas o de acero.

Nota: Como se ilustra en la tabla 12.5.1, un tipo de conexión viga columna compuesta del tipo semirrígida compuesta consiste en componentes de acero de asiento (ángulo, T, u otros similares) atornillados o soldados en el patín de la columna y el patín inferior de la viga, y sobre el patín superior una losa de concreto con acero de refuerzo especial que trabaja conjuntamente con la viga de acero.

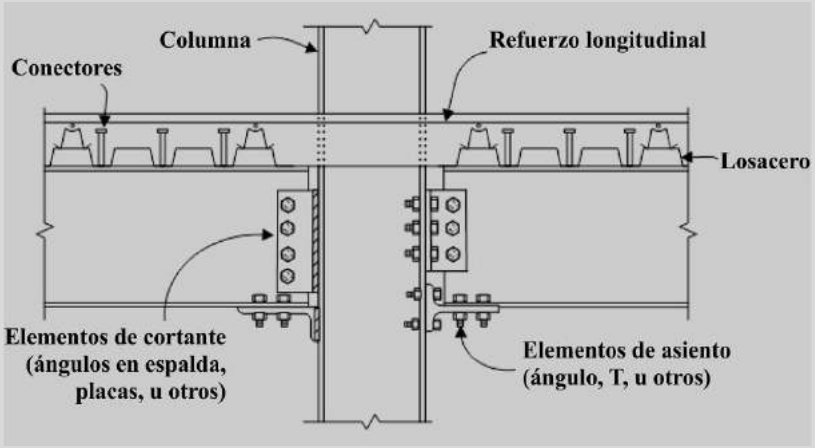


Figura 12.5.1 Conexión semirrígida compuesta

12.5.4.2 Bases de diseño

Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través de la fluencia de los componentes dúctiles de la conexión y en la zona del panel. También se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de los elementos de la conexión, la zona del panel, las placas de continuidad o diafragmas, deben de satisfacer los requisitos de la sección 12.1.

Nota: Es la intención de estas Normas que los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestos se detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas en la propia conexión, en la zona del panel, y en la base de las columnas, manteniendo elásticas las vigas y columnas.

12.5.4.2.1 Limitaciones

El uso de marcos con conexiones semirrígidas compuestas se debe limitar a las construcciones regulares del grupo B, de no más de 4 pisos o 12 m, localizadas en las zonas firme y de transición.

12.5.4.3 Análisis

La viga compuesta, la flexibilidad de la conexión, y los efectos PΔ deben considerarse en el análisis de segundo orden para determinar las propiedades dinámicas, la resistencia y la deformación inelástica de los marcos con conexiones semirrígidas compuestas.

Nota: Es deseable también modelar la zona del panel como otro elemento inelástico.

12.5.4.3.1 Viga compuesta

El análisis debe de considerar la rigidez de la viga compuesta. La rigidez de la viga compuesta en el análisis puede determinarse con un momento de inercia efectivo a partir del análisis de la sección transversal.

12.5.4.3.2 Relación de momentos entre columna y la conexión semirrígida compuesta

En el análisis de la estructura, se debe considerar la respuesta inelástica M-θ de la conexión que se obtenga experimentalmente o, alternativamente, se pueden utilizar la ecuación siguiente.

$$M_n = C_1\left(1-e^{-c_2\theta}\right)+\left(C_3+C_4\right)\theta \tag{12.5.18}$$

En el caso de momento positivo, con la losa de concreto trabajando en compresión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.24F_y\left(d+Y_3\right)\left(0.48A_{wl}+A_l\right) \\ C_2 &= 0.021\left(d+\frac{Y_3}{2}\right) \\ C_3 &= 0.01F_y\left(d+Y_3\right)\left(A_{wl}+A_l\right) \\ C_4 &= 0.0065F_y\left(d+Y_3\right)A_{wl} \end{aligned} \tag{12.5.19}$$

En el caso de momento negativo, con las barras de refuerzo trabajando en tensión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.18\left(4F_{yr}A_s+0.857F_yA_l\right)\left(d+Y_3\right) \\ C_2 &= 0.775 \\ C_3 &= 0.007F_y\left(d+Y_3\right)\left(A_{wl}+A_l\right) \\ C_4 &= 0 \end{aligned} \tag{12.5.20}$$

12.5.4.4 Requisitos del sistema

12.5.4.4.1 Unión conexión - columna

Se debe garantizar que la resistencia nominal a flexocompresión de las columnas es mayor que la resistencia esperada de las conexiones semirrígidas compuestas con la siguiente ecuación.

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{csrc}} > 1.0 \tag{12.5.21}$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

Si las columnas son compuestas, su resistencia se determina como se indica en el inciso 12.5.1; si son de concreto, se utilizan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

ΣM_{csrc}^* suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

Los momentos resistentes anteriores se calculan en el paño de los ejes de vigas y columnas. La revisión anterior no es necesaria en los nodos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

El momento resistente de la columna debe determinarse considerando su interacción con la máxima carga axial última de compresión, P_u, y las dimensiones y resistencias nominales de los materiales. Conservadoramente, el momento resistente de la columna se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$M_{pc}^{*} = M_{pe}\left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \qquad (12.5.22)$$

El momento resistente esperado en las conexiones semirrígidas compuestas, en la intersección del paño con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M_{csrc}^{*} = R_y\left(M_{csrc}^{+} + M_{csrc}^{-}\right) \qquad (12.5.23)$$

R_y sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1.
M_{csrc}^{+} resistencia a momento positivo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18
M_{csrc}^{-} resistencia a momento negativo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18

Nota: Este requisito pretende logar un mecanismo de columnas fuerte – conexión semirrígida débil.

12.5.4.4.2 Unión conexión - viga

La resistencia de la conexión semirrígida compuesta a flexión positiva y negativa debe ser menor a la resistencia plástica de la viga que conecta, pero no menor que el 50 por ciento de esta resistencia.

12.5.4.5 Miembros

12.5.4.5.1 Columnas

Las columnas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

12.5.4.5.2 Vigas

Las vigas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

12.5.4.5.2.1 Zonas protegidas

Todos los componentes de la conexión semirrígida compuesta, que incluyen los elementos de asiento, los tornillos en la conexión, y las barras de refuerzo, conforman la zona protegida.

12.5.4.6 Conexiones

Las conexiones semirrígidas compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.1, y los de la presente sección.

12.5.4.6.1 Resistencia requerida

La demanda o resistencia requerida de la conexión semirrígida compuesta debe determinarse de un análisis de segundo orden que considere la flexibilidad de las conexiones.

12.5.4.6.2 Conexiones viga-columna

La conexión semirrígida compuesta debe garantizar los siguientes requisitos:

a) La conexión es capaz de resistir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03.

b) La resistencia a flexión de la conexión a una rotación de 0.02 rad, en el paño de la columna, es mayor que $0.5M_p$, donde M_p es el momento plástico nominal de la viga de acero que conecta.

En la zona de la conexión, las vigas deben tener una zona maciza mínima de 350 mm medida a partir del paño de la columna.

Nota: La figura 12.5.2 ilustra la zona maciza requerida con un sistema de piso con losa de concreto sobre lámina acanalada.

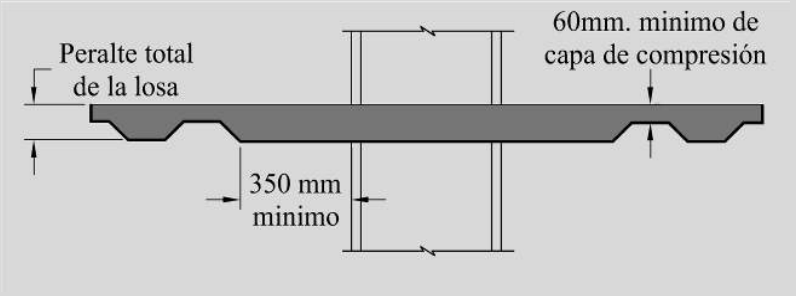


Figura 12.5.2 Conexión semirrígida compuesta

La losa debe estar reforzada con barras longitudinales y transversales, con al menos 3 barras a cada lado de la columna con longitud mínima de ¼ del claro de la losa extendiéndose más allá del punto de inflexión de la viga a cada lado del eje de la columna; al menos dos barras deben ser continuas. Todo el refuerzo debe tener un recubrimiento de 25 mm con respecto al lecho superior de la losa.

12.5.4.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

12.5.4.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B.

12.6 Marcos compuestos con contraventeos

Esta sección proporciona requisitos mínimos para el análisis y diseño de elementos compuestos y sus conexiones en marcos provistos de contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo. Es aplicable a marcos con contraventeos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

Los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma. A menos que se indique otra cosa en esta sección, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de esta Norma, y los componentes de concreto los de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Nota: Los requisitos de elementos compuestos de esta sección se complementan con el Capítulo 9 de esta Norma. Los de elementos de concreto se complementan con los de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El análisis de un marco compuesto provisto de contraventeos o muros debe cumplir las condiciones que se describen en el Capítulo 2 de estas Normas.

12.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos (Q=4)

12.6.1.1 Requisitos generales

Los marcos compuestos con contraventeos excéntricos están formados por columnas compuestas embebidas o rellenas, vigas de acero o compuestas, contraventeos de acero o compuestos rellenos, y eslabones de acero estructural. El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica por fluencia en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se deben mantener elásticos.

12.6.1.2 Bases de diseño

Se espera que los marcos compuestos diseñados con estas Normas proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

Los marcos compuestos contraventeados deben cumplir los requisitos de los marcos de acero contraventeados del inciso 12.3.1, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.1.3 Análisis

El análisis debe satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.1.

12.6.1.4 Requisitos del sistema

Los requisitos del sistema deben satisfacer los que se indican en el inciso 12.3.1.2.

12.6.1.5 Miembros

Deben satisfacer los requisitos de los incisos 12.3.1.2 a 12.3.1.5.

12.6.1.6 Conexiones

Deben satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.6, excepto si se indica otra cosa en esta sección.

12.6.1.6.1 Conexiones viga columna

Cuando un contraviento o placa se conecta en la viga y en la columna, la conexión debe estar en alguno de los casos siguientes:

a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de la sección 12.3

b) Conexión viga columna simple que cumpla los requisitos de la sección 12.3; la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de esta Norma.

c) Conexión viga columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con el inciso 12.5.4 de esta Norma.

12.6.1.6.2 Empalmes de columnas.

Se deben cumplir los requerimientos del inciso 12.1.5.

12.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo (Q=4)

Los marcos con contraventeos restringidos al pandeo que contengan algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.2 para marcos de acero con contraventeos restringidos al pandeo. Además, los elementos compuestos deben cumplir con el Capítulo 9 y el inciso 12.6.3 de la presente Norma.

12.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)

12.6.3.1 Requisitos generales

Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.3 para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.3.2 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos con contraventeos de ductilidad alta se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

12.6.3.3 Análisis

El análisis de marcos compuestos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta debe cumplir los requisitos del inciso 12.3.3.

12.6.3.4 Requisitos del sistema

El sistema debe cumplir los requisitos de análisis y diseño para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta del inciso 12.3.3.

12.6.3.5 Miembros

12.6.3.5.1 Requisitos básicos

Las columnas y los contraventeos de acero o compuestos deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media.

12.6.3.5.2 Diagonales de contraventeo

Las diagonales de acero cumplirán los requisitos del inciso 12.3.3.5.

Las diagonales compuestas rellenas tendrán una relación de esbeltez efectiva, KL/r, no mayor que 115. En la determinación de la esbeltez, KL/r, el radio de giro, r, es el de la sección de acero.

12.6.3.6 Conexiones

Cuando un contraventeo o placa se conecte en la viga y en la columna, la conexión estará en alguno de los casos siguientes:

a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de la sección 12.3.

b) Conexión viga-columna simple que cumpla los requisitos de la sección 12.3; la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de la presente Norma.

c) Conexión viga-columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de la presente Norma.

En la geometría de la placa de conexión con miembros compuestos, se debe considerar un segmento libre para la fluencia de la placa de conexión de dos veces su espesor, 2t, que no quede restringida por el concreto en la viga y/o columna. Alternativamente, en vigas de acero que soportan una losa de concreto sin acción compuesta, se puede poner un material flexible.

Nota: La figura 12.6.1 ilustra el segmento libre, 2t, para la fluencia de la placa de conexión entre una viga y/o una columna compuesta.

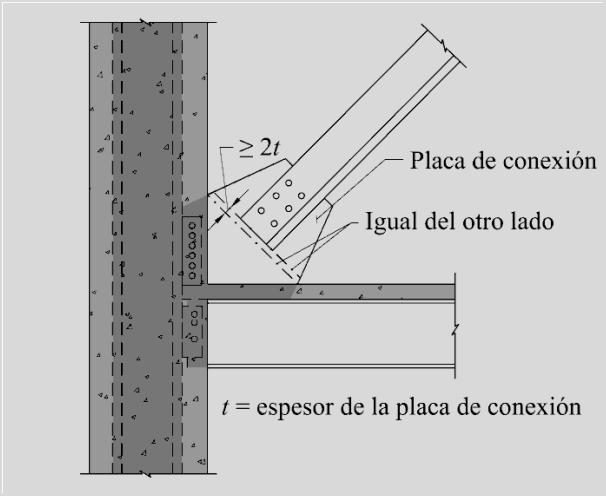


Figura 12.6.1 Geometría requerida de la placa de conexión

12.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)

12.6.4.1 Requisitos generales

Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.4 para marcos de acero con contraventeos de ductilidad baja, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

12.6.4.2 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas limitadas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

12.6.4.3 Análisis

El análisis debe realizarse como se indica en el Capítulo 2.

12.6.4.4 Requisitos del sistema

Ningún requisito adicional.

12.6.4.5 Miembros

Ningún requisito adicional.

12.6.4.6 Conexiones

Ningún requisito adicional.

13. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Este capítulo se complementa con información adicional proporcionada en la literatura especializada.

Está integrado por las siguientes secciones:

13.1. Planos y dibujos
13.2. Fabricación
13.3. Montaje

13.1 Planos y dibujos

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje. En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra. Se realizarán planos con vistas en planta donde se localicen los diferentes arreglos de anclas (plantillas) marcando su orientación y ubicación. Adicionalmente se detallará la posición relativa entre anclas así como la longitud de rosca que sobresale de los elementos de concreto, señalando también el espacio entre placas base y componentes de concreto de la cimentación para colocar el mortero expansivo (grout).

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas así como su orientación. Los planos de fabricación y de montaje se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura. Se señalarán las juntas de campo, con indicaciones precisas para su elaboración, y se crearán planos de tornillería para la totalidad de las uniones atornilladas con la descripción geométrica detallada de tornillos y arandelas, así como la especificación de los materiales.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

El fabricante se obliga a preparar los planos de taller y montaje a cuyo término someterá al propietario o su representante copias de los mismos para su aprobación. El propietario o su representante se obligan a devolver al fabricante los planos aprobados, sujetos a las correcciones indicadas, en un plazo no mayor de 14 días naturales. El fabricante quedará así autorizado para proceder con el inicio de la fabricación después de corregir los planos, enviando las copias corregidas al propietario o su representante.

13.2 Fabricación

13.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650 °C).

Los procedimientos anteriores pueden utilizarse también para dar contraflecha a elementos estructurales que la requieran.

13.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material; estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete utilizando mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

13.2.3Estructuras soldadas

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión del “Structural Welding Code-Steel” AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society). El fabricante de la estructura deberá contar con todos los procedimientos calificados de soldadura (Welding Procedure Specification, WPS) que cubran la totalidad de las uniones por realizar en el proyecto. Todos los procedimientos deberán estar respaldados por su correspondiente Registro de Calificación del Procedimiento (Procedure Qualification Record, PQR). El propietario de la obra o su representante tendrá el derecho de solicitar los procedimientos calificados de soldadura al fabricante. En los procedimientos de soldadura se indicarán todas las variables esenciales del proceso, de acuerdo con AWS D1.1 o AWS D1.5. Por el contrario, los Registros de Calificación del Procedimiento serán propiedad del fabricante, quien los resguardará; en ellos se anexa toda la documentación correspondiente a ensayos no destructivos y destructivos que certifiquen el correcto funcionamiento de la unión que califican. En caso de que el fabricante opte por utilizar algún procedimiento precalificado por AWS D1.1 o AWS D1.5 deberá sujetarse a todas las limitaciones que impone el propio código. Los procedimientos deberán mostrarse en forma sencilla en todas las estaciones de soldadura del taller. El supervisor e inspector también deberán contar con los procedimientos calificados para su correcta verificación.

13.2.3.1 Preparación del material

Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente.

13.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de tornillos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas y se limpiarán cuidadosamente; en caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base. Se evitará iniciar el arco (columna de plasma) aproximando aleatoriamente el electrodo al material base en zonas vecinas a la colocación de puntos provisionales pues puede alterarse la calidad del material.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eviten distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las trabes armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

13.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

Debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o cerámica, de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio, adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos se retirará la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

13.2.3.4 Precalentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

En la tabla 13.2.1 se dan las temperaturas mínimas de precalentamiento para algunos aceros usuales.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0°C) debe precalentarse a 293 K (20 C) como mínimo, o a la temperatura de precalentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Se recomienda en todos los casos realizar un precalentamiento de 293 K (20 °C) con objeto de eliminar la posible humedad absorbida por el metal base.

13.2.3.5 Inspección

Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado. El propietario o su representante tendrá el derecho de solicitar los certificados de los soldadores con los que se califica su desempeño (Welder Performance Qualification, WPQ) de acuerdo al código AWS D1.1. Este documento se deberá respaldar con una serie de evidencias relativas a ensayos de probetas especificadas por el propio código. Su vigencia será de seis meses a partir de su expedición. Podrá mantenerse vigente si el soldador no interrumpe su actividad en este período y sus condiciones físicas y eficiencia se mantienen en estado similar a la fecha de la prueba. El soldador se califica para un procedimiento específico (abarcando los límites que permita el código AWS D1.1). Esto no significa que esté calificado para soldar cualquier unión con el mismo proceso, ni cualquier proceso con la misma unión. La calificación de soldadores, al igual que la calificación de los procedimientos, es responsabilidad del fabricante.

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los extremos de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los perfiles de las ranuras, profundidad de biseles, aberturas de raíz, radios de ranura, hombro de raíz, ángulos de ranura, ángulos de bisel, etc., son correctos y están de acuerdo con los procedimientos calificados. Se deberá verificar, además, la limpieza del material y el precalentamiento, si es requerido.

Tabla 13.2.1 Temperatura mínima de precalentamiento, en grados K (°C) [1]

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)		Proceso de soldadura	
		Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente Aceros B254 (A36), B284 (A572), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)
menor o igual que 19	($\leq {}^{3}/_{4}$)	Ninguna	Ninguna
más de 19 hasta 38	(${}^{3}/_{4}$ a ${}^{1}/_{2}$)	343 (70)	283 (10)
más de 38 hasta 64	(1 ${}^{1}/_{2}$ a 2 ${}^{1}/_{2}$)	383 (110)	343 (70)
mayor que 64	(> 2 ${}^{1}/_{2}$)	423 (150)	383 (110)

[1] Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1, en su última versión.

Deberá realizarse una inspección visual antes, durante y después de la aplicación de la soldadura, procediéndose a reparar los defectos que se observen, tales como tamaño insuficiente, socavaciones del metal base, porosidades, refuerzo de soldadura, desalineamientos, etc. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando se requiera, se realizarán ensayos no destructivos (END) a los diferentes tipos de juntas unidas por soldadura. La inspección superficial que detecta discontinuidades abiertas o muy cercanas a la superficie inspeccionada se realizará por cualquiera de los siguientes métodos, a juicio del inspector: inspección visual (VT), líquidos penetrantes (PT), partículas magnéticas (MT) o electromagnetismo (ET). La inspección para detectar discontinuidades o daños internos en el material se realizará aplicando cualquiera de los métodos siguientes: ultrasonido industrial (UT) y/o radiografía industrial (RT). El empleo de una sola prueba de END pudiera no representar un argumento suficiente para juzgar la sanidad de la unión soldada, por lo que se podrán combinar diferentes tipos de pruebas complementarias para garantizar la calificación de la junta. En cada caso se realizará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para cubrir los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. La inspección y en su caso corrección de todas las soldaduras de taller, se realizarán en la propia planta del fabricante para su liberación final, antes del embarque a la obra. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

13.2.4 Estructuras atornilladas

El uso de los tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con las indicaciones contenidas en la literatura especializada.

13.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura,

escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión (ver inciso 10.3.1), puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les dé una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 10.3.1. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

13.2.4.2 Agujeros para construcción atornillada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 10.3.3.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm ($^{1}/_{8}$ pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm ($^{1}/_{16}$ pulg.) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

13.2.5 Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

13.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c.

b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.

c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

13.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena o granalla, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

13.3 Montaje

13.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

13.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

13.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

13.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.

b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

13.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán tornillos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

13.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

APÉNDICE A. DISEÑO PLÁSTICO

Este Apéndice trata sobre el diseño plástico, en el que se considera la redistribución de fuerzas y momentos en los miembros y conexiones como resultado de su plastificación en zonas localizadas.

Está compuesto por las partes siguientes:

A.1. Requisitos generales
A.2. Requisitos de ductilidad
A.3. Requisitos para el análisis

A.1 Requisitos generales

Las disposiciones de este Apéndice no son aplicables en diseño por sismo.

La resistencia de diseño del sistema estructural y sus miembros y conexiones debe ser igual o mayor que la resistencia requerida que se determine con el análisis inelástico.

El análisis inelástico debe tener en cuenta:

a) Las deformaciones de los miembros por flexión, cortante y fuerza axial, y las deformaciones de las conexiones y de todos los componentes que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.

b) Los efectos de segundo orden (incluyendo los $P\Delta$ y $P\delta$).

c) Las imperfecciones geométricas.

d) La reducción de rigideces debido a la inelasticidad, incluyendo el efecto de los esfuerzos residuales y la fluencia parcial de las secciones transversales.

e) Las incertidumbres en la resistencia y rigidez del sistema, miembros y conexiones.

Los estados límite de resistencia detectados con un análisis plástico que incorpore todos los requisitos anteriores, no están sujetos a las disposiciones correspondientes de estas Normas cuando el análisis proporcione un grado de confiabilidad comparable o más alto. Los estados límite que no se detecten con el análisis plástico deben evaluarse utilizando las disposiciones correspondientes de los Capítulos 4 a 11. Las conexiones deben cumplir con los requisitos del Capítulo 10.

La ductilidad de los miembros y conexiones sujetos a deformaciones inelásticas debe ser adecuada y consistente con el comportamiento esperado del sistema estructural. No se permite la redistribución de fuerzas por la ruptura de un miembro o conexión.

Para dimensionar miembros y conexiones se permiten todos los métodos basados en un análisis plástico que satisfaga estos requisitos generales, que quedan satisfechos mediante un método de diseño basado en un análisis inelástico que cumpla con los requisitos de resistencia antes mencionados, los de ductilidad de la sección A.2 y los del análisis de la A.3.

A.2 Requisitos de ductilidad

Los miembros y conexiones con elementos sujetos a fluencia deben dimensionarse de manera que las demandas de deformación inelástica sean menores o iguales que sus capacidades de deformación inelástica. En lugar de demostrar explícitamente que se cumple esa condición, los miembros de acero en los que se formarán articulaciones plásticas deben cumplir los requisitos siguientes:

A.2.1 Material

El esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y, de miembros en los que se formarán articulaciones plásticas no excederá de 450 MPa (4500 kg/cm²).

A.2.2 Sección transversal

La sección transversal de los miembros, en las zonas donde aparecerán articulaciones plásticas tendrá dos ejes de simetría, y la relación ancho/grueso de sus elementos en compresión no será mayor que λ_{pl} (Tabla 3.2.2), excepto cuando se modifica como se indica a continuación.

a) Para la relación ancho/grueso (h /t) de almas de secciones I, perfiles HSS rectangulares, y secciones cajón sujetas a flexocompresión.

1) Cuando $P_u/F_R P_y \leq 0.125$

$$\lambda_{pl} = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-\frac{2.75P_u}{F_R P_y}\right) \tag{A.2.1}$$

2) Cuando $P_u/F_R P_y > 0.125$

$$\lambda_{pl} = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{F_R P_y}\right) \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{A.2.2}$$

P_u resistencia requerida en compresión axial
P_y resistencia axial de fluencia, igual a $F_y A_t$
F_R factor de resistencia, igual a 0.90

b) Para la relación ancho/grueso (b /t) de patines de perfiles HSS rectangulares y de sección cajón, y para placas de refuerzo para patines (cubreplacas) y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras.

$$\lambda_{pl} = 0.94\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{A.2.3}$$

c) Para la relación diámetro/grueso (D /t) de perfiles tubulares circulares en flexión.

$$\lambda_{pl} = 0.045\frac{E}{F_y} \tag{A.2.4}$$

A.2.3 Longitud sin soporte lateral

En segmentos de miembros prismáticos en los que se formarán articulaciones plásticas, la longitud sin arriostramiento lateral, L, no debe exceder de L_{pd}, que se determina como se indica más adelante. En miembros sujetos a flexión o a flexotensión, L se considera igual a la separación entre puntos soportados contra el desplazamiento lateral del patín comprimido, o arriostrados para evitar el retorcimiento de la sección transversal. En miembros flexocomprimidos L se toma igual a la separación entre puntos arriostrados simultáneamente contra desplazamientos laterales en la dirección del eje de menor inercia y el retorcimiento de la sección transversal.

a) En perfiles I flexionados alrededor de su eje de mayor inercia

$$L_{pd} = \left[0.12-0.076\frac{M_1'}{M_2}\right]\frac{E}{F_y}r_y \tag{A.2.5}$$

r_y radio de giro respecto al eje de menor inercia.

1) Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro de la longitud no arriostrada excede de M_2:

$$M_1'/M_2 = +1 \tag{A.2.6}$$

Si no se cumple la condición (1),

2) Cuando $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$

$$M_1' = M_1 \tag{A.2.7}$$

3) Cuando $M_{mid} > (M_1 + M_2)/2$

$$M_1' = 2M_{mid} - M_2 < M_2 \tag{A.2.8}$$

M_1 momento más pequeño de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar
M_2 momento más grande de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar; se toma con signo positivo en todos los casos
M_{mid} momento en el centro de la longitud sin arriostrar
M_1' momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a M_2

Los momentos M_1 y M_{mid} son positivos cuando producen compresión en el mismo patín que el momento M_2, y negativos en caso contrario.

b) En barras rectangulares macizas, perfiles HSS rectangulares y secciones cajón flexionadas alrededor de su eje principal de mayor inercia

$$L_{pd} = \left[0.17 - 0.10\frac{M_1'}{M_2}\right]\frac{E}{F_y}r_y \geq 0.10\frac{E}{F_y}r_y \tag{A.2.9}$$

En todos los tipos de miembros comprimidos en los que puedan formarse articulaciones plásticas, las longitudes laterales sin arriostrar, alrededor de los ejes de mayor y menor inercia de su sección transversal, no excederán de $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$ y $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$, respectivamente.

No hay límites para L_{pd} en miembros en los que puedan formarse articulaciones plásticas en los casos siguientes:

a) Miembros con secciones transversales circulares o cuadradas, en flexión o a flexotensión.

b) Miembros sujetos a flexión alrededor de su eje de menor inercia, o a la combinación de tensión y flexión alrededor de ese eje.

c) Miembros en tensión.

A.2.4 Fuerza axial

Para asegurar la ductilidad adecuada de elementos comprimidos con articulaciones plásticas, la compresión que actúa en ellos no debe exceder de $0.75F_y A_t$.

A.3 Requisitos para el análisis

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de la sección A.1. Se permite que se cumplan esos requisitos con un análisis que satisfaga las condiciones de esta sección.

En vigas continuas sin compresión axial puede hacerse un análisis plástico convencional y suprimir los requisitos de los incisos A.3.2 y A.3.3.

A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia

El análisis debe hacerse con el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y, multiplicado por 0.9, y la rigidez de todos los elementos de acero y sus conexiones se multiplica, también, por ese mismo factor de reducción, excepto en los casos indicados en el inciso A.3.3.

En el cálculo de la respuesta inelástica debe incluirse la influencia de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia.

La resistencia plástica de la sección transversal de un elemento puede representarse en el análisis con un criterio de fluencia elastoplástico perfecto, expresado en términos de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia, o con un modelo explícito de la respuesta esfuerzo deformación del material, considerado elastoplástico perfecto.

A.3.2 Imperfecciones geométricas

El análisis debe incluir los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales. Para ello se modelan las imperfecciones explícitamente, como se especifica en el inciso 2.5.2.1(a), o se aplican fuerzas estáticas ficticias equivalentes, inciso 2.5.2.1(b).

A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

El análisis debe incluir la influencia de los esfuerzos residuales y de la plastificación parcial del material. Para ello, en el análisis se modelan explícitamente esos efectos, o se reduce la rigidez de todos los componentes estructurales como se indica en el inciso 2.5.2.2.

Si se usan las disposiciones del inciso 2.5.2.2:

a) El factor de reducción de las rigideces de 0.9, inciso A.3.1, se sustituye tomando 0.8E en lugar del módulo de elasticidad, E, como se indica en el inciso 2.5.2.2.

b) Los elementos flexocomprimidos deben satisfacer las ecuaciones de interacción del Capítulo 8.

APÉNDICE B. PLACAS BASE

Este Apéndice trata sobre el diseño de placas base sujetas a carga axial y momentos flexionantes.

Está organizado como sigue:

B.1. Diseño de placas base
B.2. Resistencia al aplastamiento del concreto
B.3. Resistencia en flexión de la placa base
B.4. Resistencia en tensión del sistema de anclaje
B.5. Resistencia en cortante del sistema de anclaje
B.6. Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

B.1 Diseño de placas base

En las placas base sujetas a compresión, cortante o flexión, o una combinación de esas acciones, se deben revisar los siguientes modos de falla:

a) Aplastamiento del concreto que soporta la placa base

b) Fluencia de la placa base por flexión

c) Falla de la placa en cortante

d) Falla por una combinación de tensión y cortante del anclaje

B.1.1 En compresión axial (columnas de sección I o circular)

Cuando la placa base de una columna soporta solo compresión axial, sus dimensiones en planta deben ser suficientes para transmitir esa fuerza al concreto, sin exceder su resistencia (estado límite de aplastamiento del concreto), y su grueso el adecuado para evitar el estado límite de flujo plástico de la placa.

Para el diseño de una placa base sometida a carga axial de compresión (Figura B.1.1) se recomienda el procedimiento siguiente:

1) Del análisis de la estructura se obtiene la carga axial de diseño en la base de la columna, P_u.

2) Se calcula el área requerida de la placa base, $A_{pl\ req}$:

cuando $A_1 \leq A_2 < 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{1}{A_2}\left(\frac{P_u}{F_R\left(0.85 f'_c\right)}\right)^2 \leq \frac{P_u}{F_R\left(1.7 f'_c\right)} \tag{B.1.1}$$

cuando $A_2 \geq 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{P_u}{F_R\left(0.85 f'_c\right)} \tag{B.1.2}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.60
A_1 área de la placa base
A_2 área del dado de apoyo de la placa

3) Cálculo de las dimensiones de la placa base.

$$N = \sqrt{A_{pl\ req}} + \Delta \tag{B.1.3}$$

$$\Delta = 0.50\left(0.95d - 0.80b_p\right) \tag{B.1.4}$$

$$B = A_{pl\ req} / N \tag{B.1.5}$$

B ancho de la placa base
N longitud de la placa base
b_p ancho del patín de la columna
d peralte del perfil de la columna

4) Se determina el momento de diseño máximo, M_u, considerando una distribución uniforme de presiones:

$$M_u = f_{pu}\left(\frac{l^2}{2}\right) \tag{B.1.6}$$

$$f_{pu} = P_u / BN \tag{B.1.7}$$

l longitud crítica de los volados de la placa base, igual al valor mayor de m, n o n'.

$$m = 0.50\left(N - 0.95d\right) \tag{B.1.8}$$

$$n = 0.50\left(B - 0.80b_p\right) \tag{B.1.9}$$

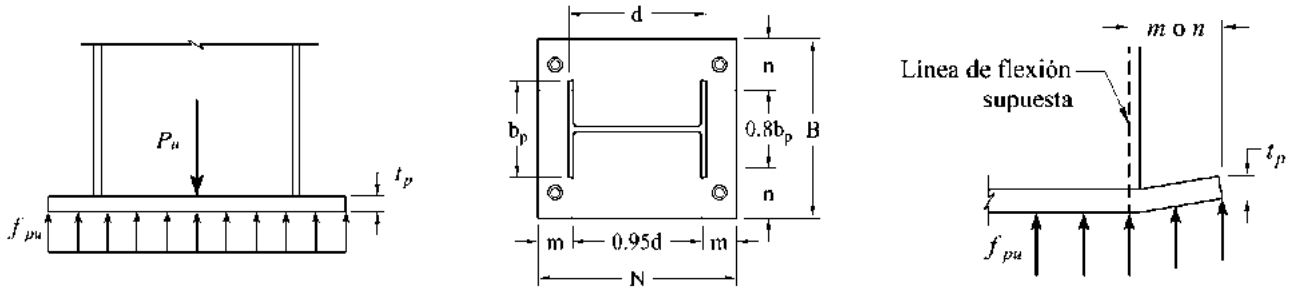
$$n' = 0.25\sqrt{db_p} \tag{B.1.10}$$

Para perfiles HSS rectangulares, m y n se suponen iguales a 0.95d y $0.95b_p$. En caso de emplear perfiles circulares se usará 0.80D, donde D es el diámetro exterior del perfil.

5) Grueso requerido de la placa base, t_p :

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_{yp}}} \tag{B.1.11}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.90
F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa. M_u se ha definido anteriormente



(a) Distribución de presiones supuesta (b) Dimensiones y líneas de flexión (c) Calculo del momento de diseño

Figura B.1.1 Parámetros para el diseño de una placa base en compresión axial

6) Determinación del tamaño y ubicación de las anclas.

Por resistencia, las anclas no son necesarias cuando solo hay compresión, pero por seguridad durante el montaje deben colocarse, por lo menos, 4 anclas de 19 mm (3/4”), cerca de las esquinas de la placa, satisfaciendo las separaciones mínimas al borde de la placa y del dado de concreto.

B.1.2 En tensión axial

Para el diseño de una placa base en tensión (Figura B.1.2) se recomienda el procedimiento siguiente:

1) Del análisis de la estructura se obtiene la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna, T_u .

2) Se determina el número de anclas, n , requerido para resistir la fuerza axial máxima de tensión:

$$n = \frac{T_u}{F_R\left(0.75F_u A_b\right)} \tag{B.1.12}$$

T_u fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna
A_b área del vástago de un ancla
F_R factor de resistencia, igual a 0.90
F_u resistencia en tensión mínima especificada del material de las anclas

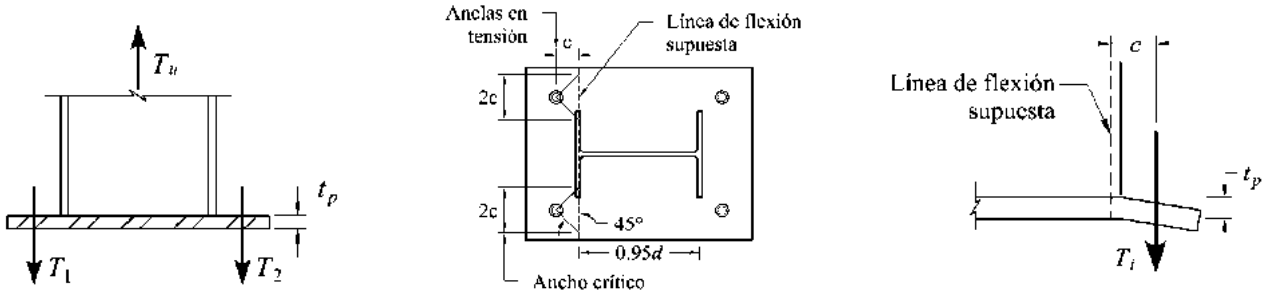
3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura adecuada para transferir la fuerza de tensión.

El grueso de la placa se determina como en la sección anterior.

La resistencia de la soldadura debe ser suficiente para trasmitir los esfuerzos generados por la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna.

4) Se revisa la resistencia del concreto correspondiente a los diferentes modos de falla posibles (arrancamiento de las anclas, desprendimiento del cono de concreto en tensión o separación al borde).

En caso de que la resistencia no sea adecuada se debe aumentar la longitud del anclaje y/o la separación entre anclas y la distancia a los bordes.



(a) Fuerzas de tensión en las anclas (b) Líneas de flexión supuestas (c) Cálculo del momento de diseño

Figura B.1.2 Parámetros para el diseño de placas base en tensión

B.1.3 En cortante

Las placas base en cortante se diseñan de acuerdo con el procedimiento siguiente:

1) Se determina el cortante máximo de diseño en la base de la columna, V_u .

2) Se selecciona el mecanismo de transferencia de la fuerza cortante de la columna a la cimentación (por fricción, por aplastamiento de la placa base o por cortante directo en las anclas).

a) Por fricción entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto (Figura B.1.13). La resistencia en cortante es igual a:

$$F_R V_n = F_R \mu P_u \leq 0.20 F_R f'_c A_c \tag{B.1.13}$$

El coeficiente de fricción, μ, se toma igual a 0.55 para acero sobre mortero de baja contracción (grout), y 0.70 para acero sobre concreto; el factor de resistencia, F_R, igual a 0.75; se considera la combinación de acciones de diseño que produce en la columna la fuerza de compresión, P_u, más desfavorable.

A_c área de la superficie de contacto entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto

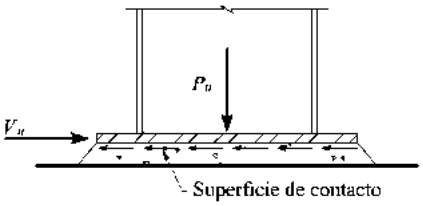


Figura B.1.3 Transmisión de cortante por fricción

b) Por aplastamiento de la placa base y parte de la columna, o de la llave o llaves de cortante, si las hay, en el concreto de la cimentación.

Cuando hay empotramiento de la columna y la placa base (Figura B.1.4), la resistencia es igual a:

$$R_v = R_{ap} + R_{vc} \tag{B.1.14}$$

$$R_{ap} = 0.55 f'_c A_{ap} \tag{B.1.15}$$

$$R_{vc} = F_R K_c \left(N_y - P_u \right) \tag{B.1.16}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.75
A_{ap} área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto

N_y resistencia en tensión de las anclas en tensión, igual a n A_b F_y
P_u carga axial de diseño, positiva para tensión y negativa para compresión

K_c= 1.6

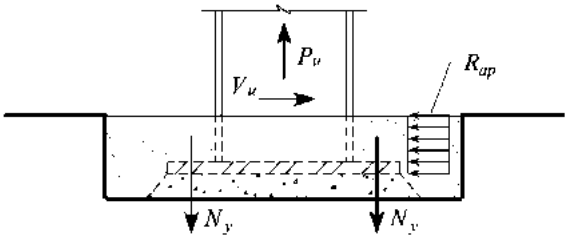


Figura B.1.4 Transferencia de la fuerza cortante por aplastamiento en placa base y la columna metálica

Si se utiliza una o más llaves de cortante (Figura B.1.5) la resistencia lateral es igual a:

$$R_v = R_{va} + R_{vc} \tag{B.1.17}$$

$$R_{va} = F_R\left(1.3 f_c' A_l\right) \tag{B.1.18}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.60
A_l área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de la cimentación

Las dimensiones de las llaves de cortante se determinan considerándolas en voladizo, con la fuerza producida por el aplastamiento que se genera entre ellas y el concreto (Figura B.1.5).

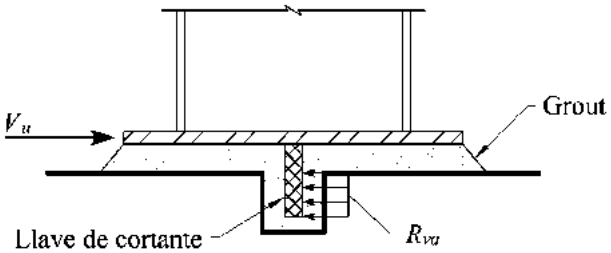
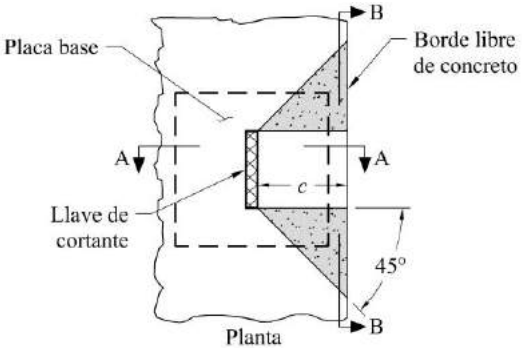


Figura B.1.5 Transmisión de la fuerza por medio de una llave de cortante

Cuando la llave de cortante se encuentra cerca de un borde libre del concreto se debe hacer la revisión de la resistencia en tensión del concreto, considerando el área proyectada lateralmente en un plano de 45 grados desde los bordes de la llave menos el área de ésta. Se considera una resistencia del concreto igual a $F_R 0.33\sqrt{f_c'}$ en MPa y mm ($F_R 1.06\sqrt{f_c'}$, en kg/cm² y cm), con F_R = 0.75.



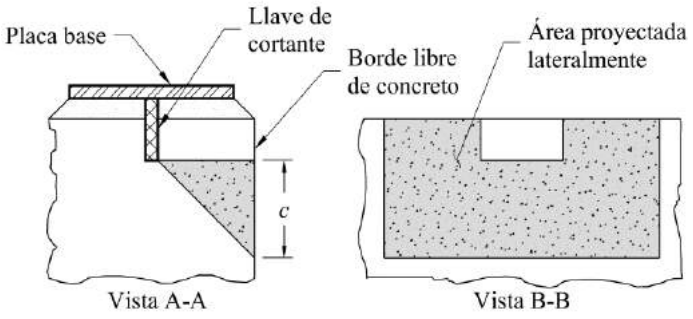


Figura B.1.6 Resistencia a tensión del concreto

c) Cortante directo en las anclas.

Si se considera que la fuerza cortante se transmite a través de las anclas, se debe revisar la resistencia en cortante en combinación con la tensión, la resistencia lateral del cono de concreto y el desprendimiento del concreto delante de las anclas.

3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura necesaria para transferir la fuerza de cortante.

B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial

Cuando la excentricidad generada por el momento flexionante y la carga axial es pequeña, solo se revisa el estado límite de aplastamiento del concreto. Si la excentricidad es grande se debe revisar, además, la fuerza de tensión en las anclas (Figura B.1.7).

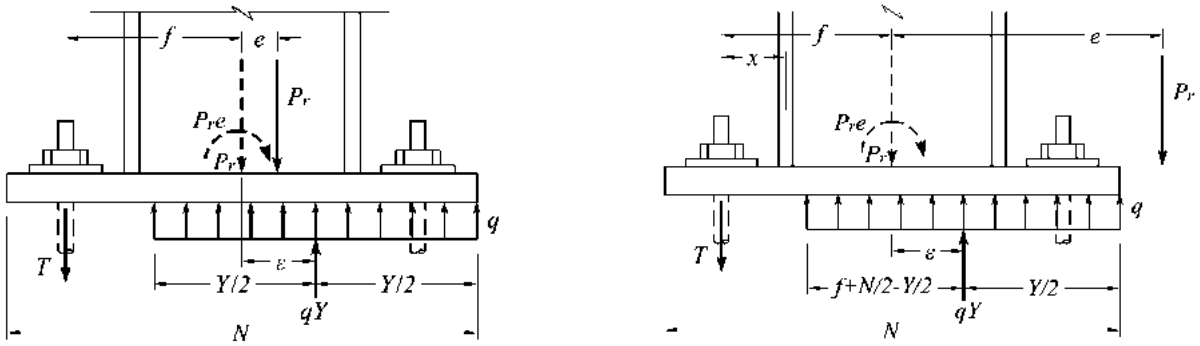
Se considera que el momento es pequeño cuando la excentricidad e es igual o menor que e_{crit} , y solo se toma en cuenta la resistencia en flexión de la placa. Si e es mayor e_{crit} , la resistencia en flexión de la placa no es suficiente, por lo que también se considera la resistencia de las anclas en tensión.

Para el diseño de una placa base sometida a momento flexionante y carga axial se recomienda el siguiente procedimiento:

1) Se determinan el momento flexionante, M_u, la carga axial de diseño, P_u, en la base de la columna, y la excentricidad:

$$e = M_u / P_u \tag{B.1.19}$$

2) Se eligen las dimensiones de la placa base, N y B.



a) excentricidad pequeña b) excentricidad grande

Figura B.1.7 Parámetros para el diseño de una placa base en flexocompresión

3) Se determina la excentricidad crítica, e_{crit} :

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2Bf_{pu}} \tag{B.1.20}$$

f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto, que se determina de acuerdo con la sección B.2.

Si $e \leq e_{crit}$, el momento en la placa base es equilibrado por aplastamiento del concreto; en caso contrario, si $e > e_{crit}$, es equilibrado por aplastamiento y tensión en las anclas.

4) Se calcula la longitud de aplastamiento del concreto, Y. Para ello, se considera una presión de aplastamiento uniforme contra la placa:

a) cuando $e \leq e_{crit}$:

$$Y = N - 2e \tag{B.1.21}$$

cuando $e > e_{crit}$:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u \left(e + f \right)}{Bf_{pu}}} \tag{B.1.22}$$

Para que haya una solución real se debe cumplir la condición:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_u \left(e + f \right)}{Bf_{pu}} \tag{B.1.23}$$

De lo contrario se aumenta el tamaño de la placa.

5) Si $e > e_{crit}$, la fuerza de tensión en las anclas se calcula en la forma siguiente:

$$T_{ua} = Bf_{pu}Y - P_u \tag{B.1.24}$$

6) Se calcula el momento máximo de diseño, M_u . El momento de diseño en la placa base ocasionado por el aplastamiento se determina como sigue, considerando una presión uniforme:

Para $Y \geq l$

$$M_u = f_p \left(\frac{l^2}{2} \right) \tag{B.1.25}$$

Para $Y < l$

$$M_u = f_p Y \left(l - \frac{Y}{2} \right) \tag{B.1.26}$$

En las expresiones anteriores, si $e < e_{crit}$, el esfuerzo de aplastamiento es $f_p = P_u/BY$; cuando $e \geq e_{crit}$, $f_p = f_{pu}$, y la longitud crítica en el voladizo de la placa base, l, es igual al mayor de m o n, calculados como en el inciso B.1.1(4).

Si $e > e_{crit}$, el momento de diseño en la placa base ocasionado por tensión en las anclas es:

$$M_u = \frac{T_u c}{B} \tag{B.1.27}$$

c distancia desde el eje de las anclas hasta el eje medio del patín en tensión

7) Grueso de placa base:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_y}} \qquad \text{(B.1.28)}$$

M_u mayor de los momentos de diseño por aplastamiento del concreto o por tensión en las anclas

8) Se determina el diámetro de las anclas, tomando como base la resistencia en tensión del acero.

B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto

La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$R_c = F_R A_1 f_{pu} \qquad \text{(B.2.1)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.65
f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto
A_1 área de la placa base

La resistencia al aplastamiento del concreto se calcula considerando parte del confinamiento del pedestal, si existe, con la expresión siguiente:

$$f_{pu} = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \qquad \text{(B.2.2)}$$

A_2 área de la sección transversal del pedestal de concreto, $A_1 \leq A_2 \leq 4A_1$

B.3 Resistencia en flexión de la placa base

El momento resistente por centímetro de ancho de la placa base (kg-cm/cm) es:

$$M_R = F_R t_p^2 F_{yp} / 4 \qquad \text{(B.3.1)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.90
t_p espesor de la placa base
F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa base

Para el diseño de placas base, se recomiendan los aceros de la tabla B.3.1.

Tabla B.3.1 Aceros recomendados para placas base

Espesor (t_p)	Acero disponible
$t_p \leq$ 101.6 mm (4 pulg.)	ASTM A36 ASTM A572 Gr. 42 o 50 ASTM A588 Gr. 42 o 50
101.6 mm (4 pulg.) < $t_p \leq$ 152.4 mm (6 pulg.)	ASTM A36 ASTM A572 Gr. 42 ASTM A588 Gr. 42
$t_p >$ 152.4 mm (6 pulg.)	ASTM A36 ASTM A588

B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje

En las anclas en tensión se pueden presentar los modos de falla siguientes:

a) Ruptura por tensión

b) Extracción

c) Desprendimiento de cono de concreto en tensión

d) Desprendimiento de cono de concreto debido a la separación entre las anclas o distancia a los bordes

e) Agrietamiento del concreto

Para reducir la probabilidad de ocurrencia de estas fallas, se sugiere:

a) Las anclas deben tener una separación mínima, entre centros, de $6d_o$.

b) La separación mínima al borde será de $6d_o$, pero no menor que 100 mm.

c) Si se utiliza un recubrimiento menor que $0.4h_{ef}$ se debe hacer la revisión por desprendimiento o descantillado del cono de concreto atribuible a la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

d_o diámetro nominal del ancla
h_{ef} longitud de anclaje

En la tabla B.4.1 se dan valores recomendados para el diámetro de los agujeros en las placas base y en las arandelas, cuando son necesarias, para que la holgura durante el montaje de la estructura sea adecuada.

Tabla B.4.1 Diámetros recomendados para agujeros de anclas en placas base y tamaños de arandelas

Diámetro de las anclas, mm (pulg.)	Diámetro de los agujeros en la placa, mm (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela, mm, (pulg.)	Espesor mínimo de la arandela, mm (pulg.)
19 ($^3/_4$)	33 ($1\ ^5/_{16}$)	51 (2)	6 ($^1/_4$)
22 ($^7/_8$)	40 ($1\ ^9/_{16}$)	64 ($2\ ^1/_2$)	8 ($^5/_{16}$)
25 (1)	46 ($1\ ^{13}/_{16}$)	76 (3)	10 ($^3/_8$)
32 ($1\ ^1/_4$)	52 ($2\ ^1/_{16}$)	76 (3)	13 ($^1/_2$)
38 ($1\ ^1/_2$)	59 ($2\ ^5/_{16}$)	89 ($3\ ^1/_2$)	13 ($^1/_2$)
44 ($1\ ^3/_4$)	70 ($2\ ^3/_4$)	102 (4)	16 ($^5/_8$)
51 (2)	83 ($3\ ^1/_4$)	127 (5)	19 ($^3/_4$)
64 ($2\ ^1/_2$)	95 ($3\ ^3/_4$)	140 ($5\ ^1/_2$)	22 ($^7/_8$)

Notas:
1. Se aceptan arandelas circulares o cuadradas que tengan el tamaño especificado.
2. Se deben dar separaciones adecuadas, de acuerdo con el tamaño de arandela seleccionado.
3. En columnas en compresión axial el diseñador puede emplear agujeros de 27 mm ($1\ ^1/_{16}$ pulg.) para anclas de 19 mm ($^3/_4$ pulg.), y la placa base de espesor menor de 32 mm ($1\ ^1/_4$ pulg.).

B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla en tensión es igual:

$$R_t = F_R A_b F_t \qquad \text{(B.4.1)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.75
A_b área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada
F_t esfuerzo resistente nominal de tensión, $0.75F_u$
F_u esfuerzo de ruptura en tensión del ancla

B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión

La resistencia de diseño del cono de concreto de anclaje en tensión (Figura B.4.1) se obtiene con una de las siguientes expresiones:

a) Para un ancla

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \qquad \text{(B.4.2)}$$

b) Para un grupo de anclas

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \qquad \text{(B.4.3)}$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de una sola ancla en tensión, embebida en concreto fisurado, R_b, no debe exceder de:

$$R_b = k_c \sqrt{f'_c} \left(h_{ef}^{1.5} \right) \qquad \text{(B.4.4)}$$

Alternativamente, para barras con cabeza preinstaladas con 280 mm ≤ h_{ef} ≤ 635 mm, R_b no debe exceder de:

$$R_b = 3.9 \sqrt{f'_c} \left(h_{ef}^{5/3} \right) \text{ , en N y mm} \qquad \text{(B.4.5)}$$

$$(R_b = 5.8 \sqrt{f'_c} \left(h_{ef}^{5/3} \right) \text{ , en kg y cm)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.70

A_N área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas, que se considera igual a la base de la figura geométrica rectangular que resulta de proyectar la superficie de falla, de longitud $1.5h_{ef}$ a cada lado del eje del ancla o de los extremos de una línea que pasa por una hilera de anclas adyacentes. A_N no debe exceder de n A_{No}, donde n es el número de anclas en el grupo

A_{No} área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
$= 9h_{ef}^{\ 2}$

h_{ef} longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde c_{max} sea menor que $1.5h_{ef}$, se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual a c_{max} /1.5, en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

k_c coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
= 10 para anclajes preinstalados
= 7 para anclajes pos-instalados

ψ_1 factor que toma en cuenta la distancia al borde

$$= 1.0 \qquad \text{si } c_{\min} \geq 1.5h_{ef}$$

$$= 0.7 + 0.3c_{\min} / 1.5h_{ef} \qquad \text{si } c_{\min} < 1.5h_{ef}$$

ψ_2 1.25 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$). Si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

ψ_3 factor para anclaje post instalado

$$= 1.0 \qquad \text{si } c_{\min} \geq c_a$$

$$= c_{\min} / c_a \geq 1.5h_{ef} / c_a \qquad \text{si } c_{\min} < c_a$$

ψ_4 factor que toma en cuenta la excentricidad de la fuerza de tensión respecto al grupo de anclas

$$= \frac{1}{\left(1+\frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0$$

e'_N excentricidad de la carga con respecto a las anclas en tensión

c_a distancia crítica, $4h_{ef}$

c_{min} distancia mínima al borde

c_{max} distancia máxima al borde

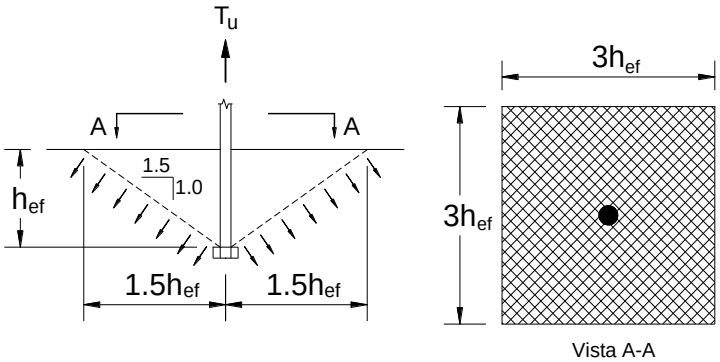


Figura B.4.1 Cono de concreto resistente al desprendimiento para un ancla

B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla se calcula con las expresiones siguientes:

a) Para barras con gancho de anclaje (Figura B.4.2a):

$$R_t = F_R \psi_5 \left(0.90 f'_c e_h d_o\right) \tag{B.4.6}$$

b) Para barras con anclaje mecánico (Figura B.4.2b):

$$R_t = F_R \psi_5 \left(A_{ap} 8 f'_c\right) \tag{B.4.7}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.70

A_{ap} área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca

d_o diámetro nominal del ancla

e_h longitud del gancho ($3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$)

ψ_5 1.4 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

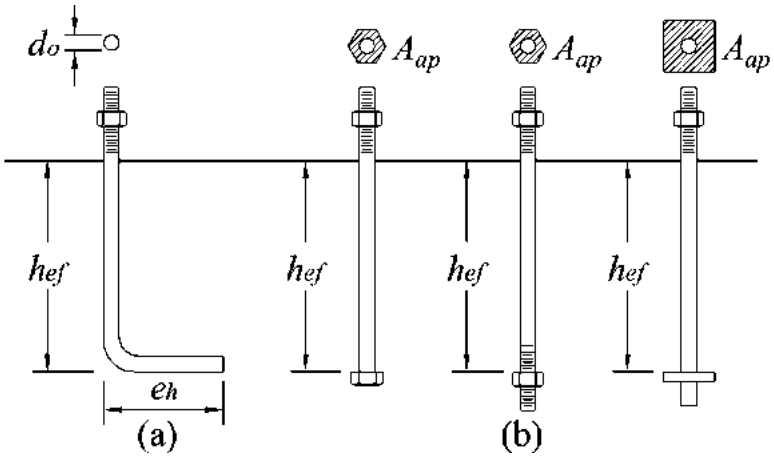


Figura B.4.2 Tipos de anclas: (a) barra con gancho de anclaje (b) barras con anclaje mecánico

En la tabla B.4.2 se recomiendan las longitudes de anclaje y las distancias mínimas al borde para diferentes tipos de anclas.

Tabla B.4.2 Longitudes de anclaje y distancias mínimas al borde

Material de las anclas	Longitud mínima de anclaje	Distancia mínima al borde
A307, A36 (H-118, B-254)	$12d_o$	$5d_o > 100$ mm
A325, A449 (H-124)	$17d_o$	$7d_o > 100$ mm

B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión

Cuando la distancia al borde de un ancla, c, es menor que $0.4h_{ef}$, y la separación entre anclas de un grupo, s_o , es menor que 6c, se debe revisar la resistencia al desprendimiento lateral del borde (Figura B.4.3), con la expresión siguiente:

$$R_t = F_R 42c\sqrt{A_{ap}}\sqrt{f_c'}\left(1+\frac{s_o}{6c}\right) \qquad \text{(B.4.8)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.70
c distancia mínima al borde desde un ancla o un grupo de ellas
s_o separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza (igual a cero cuando solo hay una)
A_{ap} área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca

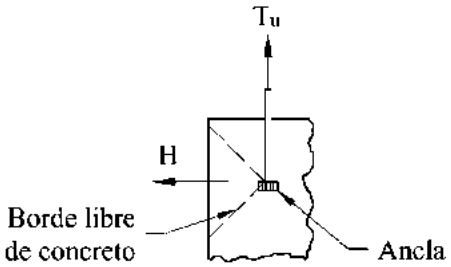


Figura B.4.3 Desprendimiento lateral del borde del concreto en anclas en tensión

B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

Cuando las anclas están sometidas a cortante se pueden presentar los siguientes modos de falla:

a) Ruptura por cortante de las anclas

b) Desprendimiento lateral del cono de concreto cerca del borde

c) Desprendimiento del concreto delante de las anclas lejos del borde

B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas

La resistencia de diseño en cortante del ancla se tomará igual a la resistencia de un tornillo en cortante, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_v = F_R A_b F_v \qquad \text{(B.5.1)}$$

F_R factor de resistencia, igual a 0.75
A_b área nominal de la sección transversal del ancla
F_v esfuerzo resistente nominal en cortante

El esfuerzo resistente nominal en cortante se calcula de la siguiente forma:

a) Parte roscada del ancla en el plano de corte:

$$F_v = 0.4 F_u \qquad \text{(B.5.2)}$$

b) Parte roscada del ancla fuera del plano de corte:

$$F_v = 0.5 F_u \qquad \text{(B.5.3)}$$

En la tabla B.5.1 se presentan los valores del esfuerzo resistente nominal en tensión y en cortante de los diferentes tipos de anclas y diámetros máximos disponibles de acuerdo con el tipo de acero.

Tabla B.5.1 Acero para anclas

Acero ASTM(2)		**Resistencia MPa (kg/cm²)**	**Resistencia nominal MPa (kg/cm²)**			**Diámetro máximo mm (pulg)**
		Tensión F_u	**Tensión (1) $F_t = 0.75F_u$**	**Cortante (Tipo X) (3) $F_v = 0.50F_u$**	**Cortante (Tipo N) (4) $F_v = 0.40\ F_u$**	
F1554	Gr. 36	400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
	Gr. 55	517 (5273)	388 (3955)	259 (2637)	207 (2109)	102 (4)
	Gr. 105	862 (8788)	646 (6591)	431 (4394)	345 (3515)	76 (3)
A449		827 (8437)	621 (6328)	414 (4218)	331 (3375)	25 (1)
		724 (7382)	543 (5537)	362 (3691)	290 (2953)	38 (1 1/2)
		621 (6328)	465 (4746)	310 (3164)	248 (2531)	76 (3)
A36		400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
A307		400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
A354 Gr. BD		1034 (10546)	776 (7910)	517 (5273)	414 (4218)	64 (2 1/2)
		965 (9843)	724 (7382)	483 (4921)	386 (3937)	102 (4)

(1) Esfuerzo nominal sobre la parte no roscada para anclas con rosca (en base a los principales diámetros para anclas en rosca laminadas).
(2) Especificación del material recomendado.
(3) Tipo X, cuando la rosca está excluida de los planos de corte
(4) Tipo N, cuando la rosca está incluida en los planos de corte

B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto

La resistencia de diseño lateral del cono de concreto de anclaje en cortante se puede obtener mediante la ecuación siguiente:

$$R_v = F_R 2.8\left(\frac{A_v}{A_{vo}}\right)\psi_6\psi_7\psi_8\sqrt{d_o}\sqrt{f_c'}\,c_1^{1.5} \qquad \text{(B.5.4)}$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 0.70

ψ_6 factor que toma en cuenta la excentricidad

$$= \frac{1}{\left(1+\frac{2e'_N}{3c_1}\right)} \leq 1.0$$

ψ_7 factor que toma en cuenta la distancia al borde perpendicular a la carga

$$= 0.7 + 0.3c_2/1.5c_1 \leq 1.0$$

ψ_8 1.40 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

c_1 distancia al borde en la dirección de la carga

c_2 distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga

d_o diámetro nominal del ancla

A_v área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante

A_{vo} área del cono completo de concreto para un ancla en cortante, igual a $4.5c_1^2$

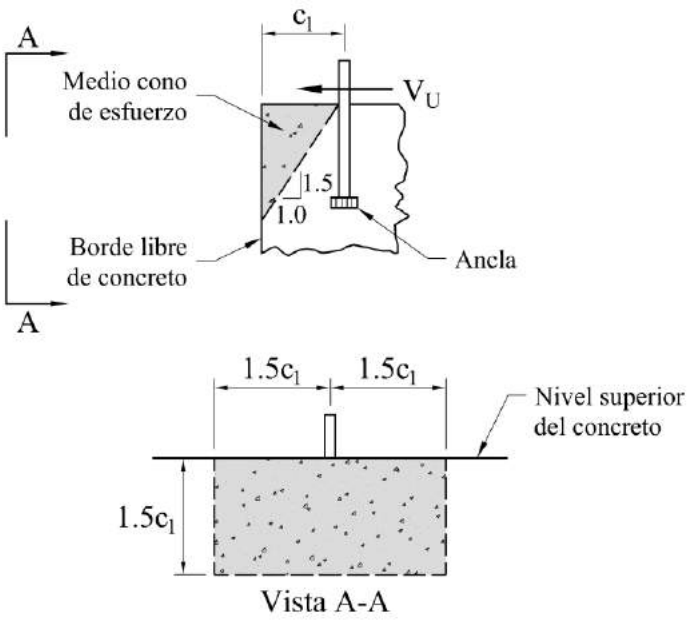


Figura B.5.1 Cono de concreto resistente al cortante para un ancla

B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas

Las anclas sometidas a cortante también pueden fallar por un desprendimiento del concreto delante de ellas, debido a un efecto de palanca que se produce cuando se encuentran lejos de los bordes. Para calcular la resistencia al desprendimiento del concreto se utiliza la ecuación:

$$R_v = F_R k_{cp} R_t \qquad \text{(B.5.5)}$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual a 1.0
R_t resistencia al desprendimiento por tensión del cono de concreto de un ancla o un grupo de anclas
k_{cp} coeficiente que es igual a 1.0 para h_{ef} menor o igual que 63.5 mm e igual a 2.0 para h_{ef} mayor que 63.5 mm
h_{ef} longitud de anclaje

B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

Cuando la cortante de diseño, V_u, es mayor que el 20 por ciento de la cortante resistente, R_v, y la tensión de diseño, T_u, actuando en conjunto con la cortante, es mayor que el 20 por ciento de la tensión resistente del anclaje, R_t, se debe verificar la interacción con la siguiente ecuación:

$$\frac{T_u}{R_t} + \frac{V_u}{R_v} \leq 1.20 \qquad \text{(B.6.1)}$$

T_u fuerza axial factorizada de diseño
V_u fuerza cortante factorizada de diseño
R_t la menor resistencia en tensión del anclaje
R_v la menor resistencia en cortante del anclaje

APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME

Este apéndice se aplica a conexiones de perfiles tubulares (HSS), circulares o rectangulares, con paredes de grueso uniforme.

Nota: También se designan OR (rectangulares) y OC (circulares).

Está compuesto por las secciones siguientes:

C.1. Tipos de nudos o conexiones
C.2. Conexiones con placas (fuerzas concentradas)
C.3. Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras
C.4. Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS
C.5. Soldadura de placas y elementas del alma con perfiles HSS rectangulares

C.1 Tipos de nudos o conexiones

Cuando las armaduras están formadas por perfiles HSS en cuerdas, como elemento principal, y diagonales, montantes o placas, como elementos secundarios soldados directamente a las cuerdas, que son continuas a través de las conexiones, éstas se clasifican, en función de la manera como se transfiere la carga, del modo siguiente:

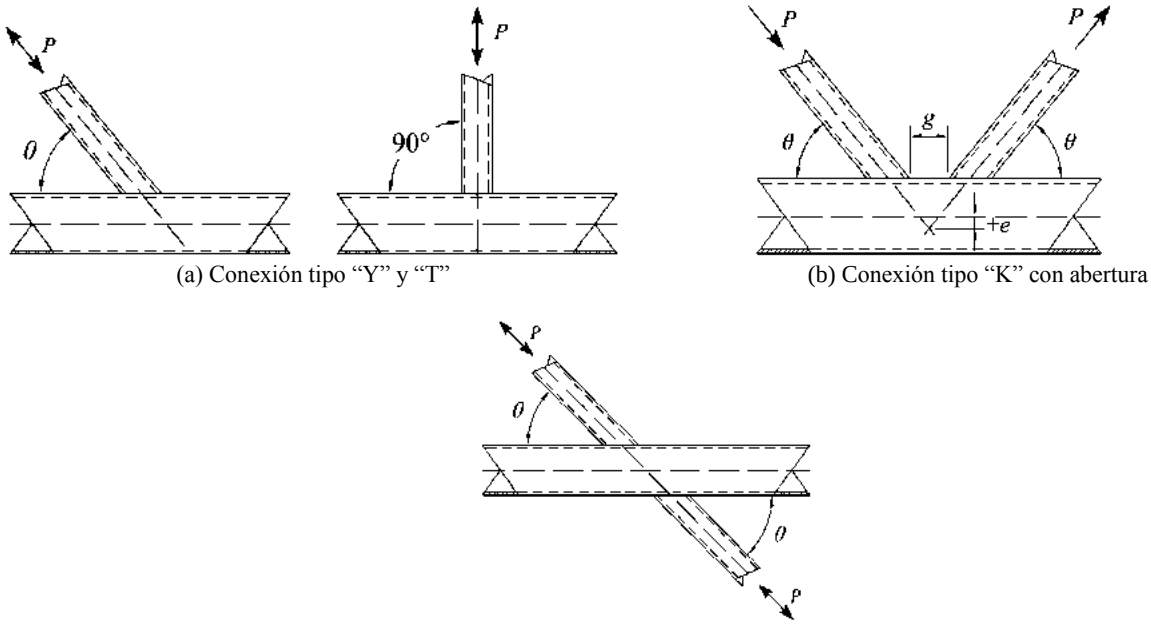
a) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario, es equilibrado por cortante de viga en el elemento HSS principal, la conexión se clasifica como T cuando la fuerza es perpendicular a la cuerda, y como Y si no lo es (Figura C.1.1a).

b) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada esencialmente (dentro del 20 por ciento) por fuerzas normales de otro elemento secundario en el mismo lado de la conexión, se clasifica como K (Figura C.1.1b). Una conexión K con un elemento secundario perpendicular a la cuerda suele llamarse conexión N.

c) Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario se transmite a través de la cuerda y es equilibrada por miembros del alma en el lado opuesto, se clasifica como a través (Figura C.1.1d).

d) Cuando la conexión tiene más de dos elementos secundarios o secundarios en más de un plano, se clasifica como general o multiplanar.

Cuando los miembros del alma transmiten parte de su carga como conexiones K y parte como T, Y o a través, la capacidad de la conexión se determina por interpolación en proporción a las resistencias disponibles de cada uno.



(a) Conexión tipo “Y” y “T”

(b) Conexión tipo “K” con abertura

(c) Conexión a través

Figura C.1.1 Tipos de nudos o conexiones en armaduras formadas por perfiles HSS.

Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

a) En conexiones con placas, estas se clasifican, de acuerdo con su posición (sección C.2) respecto a la cuerda, en:

1) Placas transversales. Cuando el eje longitudinal de la placa es perpendicular al del perfil HSS (Figura C.1.2a).

2) Placas longitudinales. Cuando el eje longitudinal de la placa es paralelo al del perfil HSS (Figura C.1.2b).

3) Placas longitudinales a través. Cuando la placa longitudinal atraviesa completamente la sección transversal del perfil HSS, y se suelda por ambos lados (Figura C.1.2c).

4) Con placa en el extremo. Cuando la fuerza normal se aplica en el extremo del perfil HSS a través de una placa normal al perfil (Figura C.1.2d).

b) En conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS solo se consideran:

1) Conexiones tipo T, o Y, con un solo elemento secundario perpendicular, o en diagonal, a la cuerda.

2) Conexiones a través, que tienen dos elementos secundarios, conectados a caras opuestas de la cuerda.

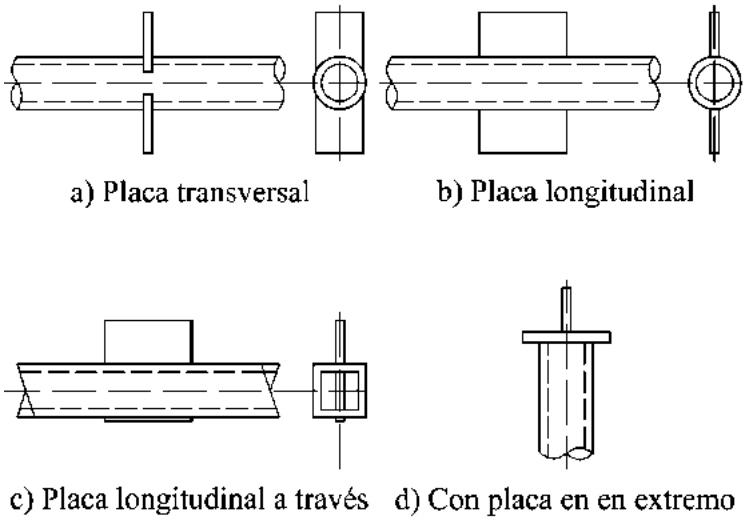


Figura C.1.2 Tipos de conexiones con placa

C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)

La resistencia de diseño es $F_R R_n$

Definición de parámetros

A	área total de la sección transversal del miembro
B	ancho total de una sección tubular rectangular (HSS rectangular), medido a 90 grados respecto al plano de la unión
B_p	ancho de la placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
D	diámetro exterior del tubo (HSS circular)
F_y	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la HSS
F_{yp}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa
F_u	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero
H	peralte total de una HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
S	módulo de sección elástico de la HSS
k	radio exterior de las esquinas de una sección HSS $\geq$ 1.5t
l_b	longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del perfil HSS (o a través del ancho del tubo en el caso de placas en el extremo)
t	grueso de diseño de la pared de la HSS
t_p	grueso de la pared de la placa

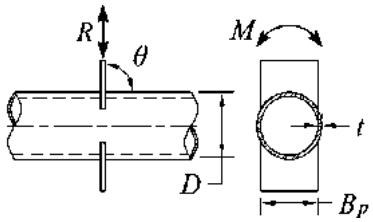
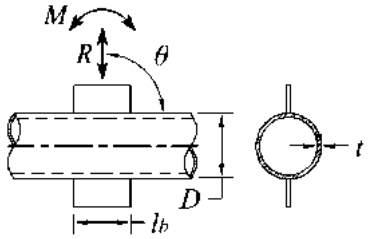
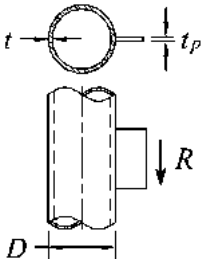
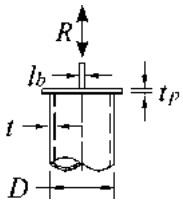
C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que estén dentro de los límites de la tabla C.2.2 se determinan como se indica en la tabla C.2.1.

C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que están dentro de los límites de la tabla C.2.4 se determinan como se indica en la tabla C.2.3.

Tabla C.2.1 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS circulares

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión	Flexión de la placa	
		En el plano	Fuera del plano
Conexiones con placa transversal tipo T o a través 	Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial en la placa $R_n sen\theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1-0.81\frac{B_p}{D}} \right) Q_f$ (C.2.1) $F_R = 0.90$	-	$M_n = 0.5 B_p R_n$
Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a través 	Estado límite: plastificación de la HSS por carga axial en la placa $R_n sen\theta = 5.5 F_y t^2 \left(1+0.25\frac{l_b}{D} \right) Q_f$ (C.2.2) $F_R = 0.90$	$M_n = 0.8 l_b R_n$	-
Conexiones con placa longitudinal tipo T 	Estados límites: de la placa y de penetración en la HSS por carga cortante en la placa Para R_n , ver Capitulo 10 Además, se debe cumplir la siguiente desigualdad: $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t$ (C.2.3)	-	-
Conexiones con placa en el extremo 	Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial $R_n = 2F_y t\left(5t_p + l_b\right) \leq F_y A$ (C.2.4) $F_R = 1.00$	-	-

Funciones

Q_f = 1.0 para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en tensión (C.2.5a)

= 1.0 - 0.3U(1 + U) para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en compresión (C.2.5b)

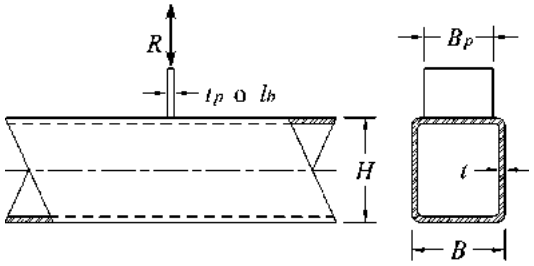
$$U = \left| \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right|$$

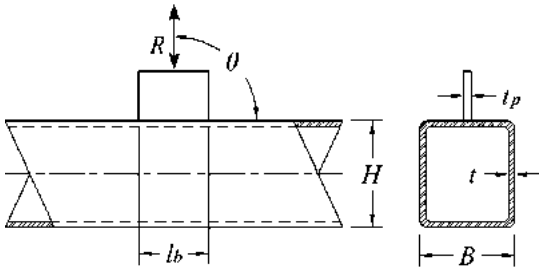
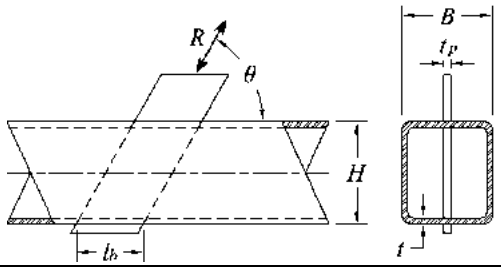
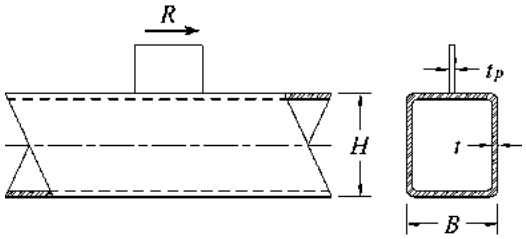
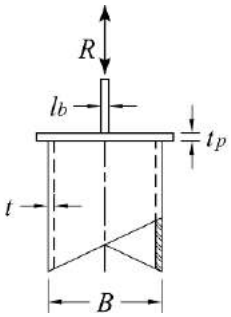
donde P_u y M_u se determinan en la cara de la conexión en la que los esfuerzos de compresión son más bajos. P_u y M_u se refieren a las resistencias requeridas en el perfil HSS (acciones de diseño). (C.2.6)

Tabla C.2.2 Límites de aplicación de la tabla C.2.1

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30°$
Relación de esbeltez de las paredes de la HSS	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T bajo carga axial o flexión en la placa
	$D/t \leq 40$ para conexiones a través con carga axial o flexión en la placa
	$D/t \leq 0.11\ E/F_y$ bajo fuerza de cortante aplicada por la placa
	$D/t \leq 0.11\ E/F_y$ para conexiones con placa en compresión en el extremo
Relación de anchos	$0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360$ MPa (3600 kg/cm²)
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$
	Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C

Tabla C.2.3 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa  $\beta = B_p/B$	Estado límite: fluencia local de la placa, para todos los valores de β $$R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p \quad \text{(C.2.7)}$$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: penetración por fluencia en cortante de la HSS, cuando $0.85B \leq B_p \leq B - 2t$ $$R_n = 0.6 F_y t \left(2t_p + 2B_{ep}\right) \quad \text{(C.2.8)}$$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la HSS, cuando β = 1.0 $$R_n = 2F_y t\left(5k + l_b\right) \quad \text{(C.2.9)}$$ $F_R = 1.00$
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa (Continuación)	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando β = 1.0 y la placa está en compresión, para conexiones tipo T $$R_n = 1.6t^2\left(1 + \frac{3l_b}{H - 3t}\right)\sqrt{EF_y}\,Q_f \quad \text{(C.2.10)}$$ $F_R = 0.75$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando β = 1.0 y la placa está en compresión, para conexiones a través $$R_n = \left(\frac{48t^3}{H - 3t}\right)\sqrt{EF_y}\,Q_f \quad \text{(C.2.11)}$$ $F_R = 0.90$

Conexión con placa longitudinal tipo Y, T o a través, con carga axial en ella  	Estado límite: plastificación de la HSS $R_n sen\theta = \dfrac{F_y t^2}{1-\dfrac{t_p}{B}}\left(\dfrac{2l_b}{B}+4\sqrt{1-\dfrac{t_p}{B}}Q_f\right)$ (C.2.12) $F_R = 1.00$
Conexión con placa longitudinal que atraviesa la sección tipo T o Y, con carga axial en ella  	Estado límite: plastificación de las paredes de la HSS $R_n sen\theta = \dfrac{2F_y t^2}{1-\dfrac{t_p}{B}}\left(\dfrac{2l_b}{B}+4\sqrt{1-\dfrac{t_p}{B}}Q_f\right)$ (C.2.13) $F_R = 1.00$
Conexión longitudinal con placa tipo T, con fuerza cortante en ella  	Estados límites: de la placa y de penetración por cortante en la HSS R_n, (Capitulo 10) Además, se debe cumplir la condición siguiente: $t_p \leq \dfrac{F_u}{F_{yp}} t$ (C.2.3)
Conexión con placa en el extremo y carga axial en ella  	Estado límite: plastificación local de las paredes laterales de la HSS $R_n = 2F_y t\left(5t_p + l_b\right)$, cuando $\left(5t_p + l_b\right) < B$ (C.2.14a) $R_n = F_y A$, cuando $\left(5t_p + l_b\right) \geq B$ (C.2.14b) $F_R = 1.00$ Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS cuando la placa está en compresión $R_n = 1.6t^2\left[1+\dfrac{6l_b}{B}\left(\dfrac{t}{t_p}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\dfrac{t_p}{t}}$ (C.2.15)

	cuando $\left(5t_p + l_b\right) < B$ $F_R = 0.75$
Funciones	
$Q_f = 1.0$ para superficies de conexión de la HSS en tensión	(C.2.5a)
$= 1.3 - 0.4\dfrac{U}{\beta} \leq 1.0$ para superficies de conexión de la HSS en compresión, para uniones con placa transversal	(C.2.16)
$= \sqrt{1-U^2}$ para superficies de conexión de la HSS en compresión, para placas longitudinales y placas longitudinales a través	(C.2.17)
$U = \left\lvert \dfrac{P_u}{F_y A} + \dfrac{M_u}{F_y S} \right\rvert$ P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de las HSS	(C.2.6)
$B_{ep} = \dfrac{10B_p}{B/t} \leq B_p$	(C.2.18)
k = radio exterior de las esquinas de la HSS ≥ 1.5t	

Tabla C.2.4 Límites de aplicación de la tabla C.2.3

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30°$
Relación de esbeltez de la pared de la HSS	B/t o H/t ≤ 35 para la pared cargada, en conexiones con placa transversal B/t o H/t ≤ 40 para la pared cargada, conexiones con placa longitudinal o a través $(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t \leq 1.40\sqrt{EF_y}$ la pared cargada, cuando la placa transmite fuerza cortante
Relación de anchos	$0.25 < B_b/B \leq 1.0$ en conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360$ MPa (3600 kg/cm)
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$ Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C

C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras

Para fines de esta especificación, los ejes de las cuerdas y de los miembros del alma deben estar en un mismo plano; además, en conexiones con HSS rectangulares las caras de todos los miembros deben ser paralelas a ese plano.

En el diseño de las conexiones de armaduras en las que los miembros del alma están conectados a las cuerdas con soldadura, no se consideran los momentos producidos por excentricidades que estén dentro de los límites de aplicación.

La resistencia es $F_R P_n$

La resistencia nominal, P_n senθ, se calcula para el estado límite que rige la falla de la conexión y el tipo de ésta, según que los perfiles sean circulares o rectangulares.

Definición de parámetros

A área total de la sección transversal del miembro
B ancho total del miembro principal, HSS rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
B_b ancho total del miembro del alma (diagonal o montante) rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
D diámetro exterior del miembro principal HSS circular
D_b diámetro exterior de una diagonal o montante circular
F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda
F_{yb} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de las diagonales o montantes

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión de las HSS
H peralte total del de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
H_b peralte total del elemento del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
O_v l_{ov} / l_p x 100, en porcentaje
S módulo de sección elástico del miembro
e excentricidad de la conexión, positiva cuando se aleja de los elementos del alma
g separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
k radio exterior de las esquinas de una sección HSS $\geq$ 1.5t
l_b H_b/senθ
l_{ov} longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
l_p longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
t grueso de diseño de la pared de un miembro HSS principal (cuerda)
β relación de anchos; para miembros HSS circulares, cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda = D_b/D; para miembros HSS rectangulares, cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda = B_p/B
β_{ef} relación efectiva de anchos; suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida ocho veces el ancho de la cuerda
γ relación de esbeltez de la cuerda; en miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared = D/2t; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared = B/2t
η parámetro de la longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares; cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda = l_b/B
θ ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda, en grados
ξ relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda = g/B en miembros HSS rectangulares

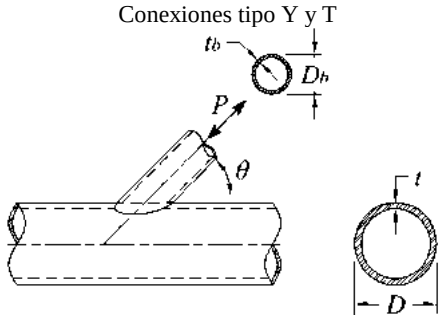
C.3.1 Elementos HSS circulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre miembros HSS circulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.2 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.1.

C.3.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre HSS rectangulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.4 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.3.

Tabla C.3.1 Resistencia de conexiones entre miembros HSS circulares

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T, a través y K abiertas Cuando $D_{b(tensión/compresión)} < (D-2t)$	Estado límite: fluencia por cortante (penetración) $P_n = 0.6F_y t\pi D_b \left(\frac{1+sen\theta}{2sen^2\theta}\right)$ (C.3.1) F_R = 0.95
Conexiones tipo Y y T  	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n sen\theta = F_y t^2 \left(3.1+15.6\beta^2\right)\gamma^{0.2} Q_f$ (C.3.2) F_R = 0.90

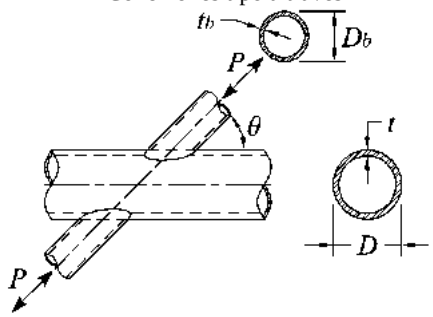
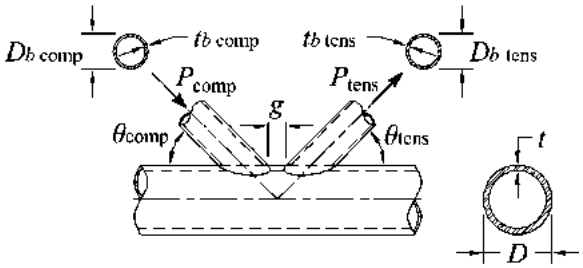
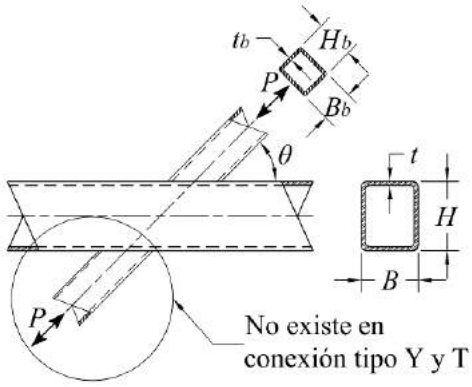
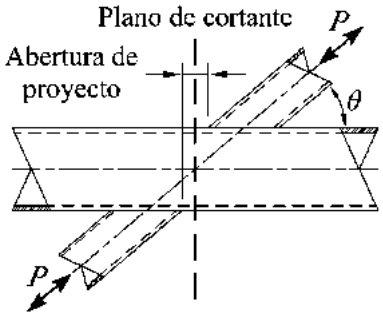
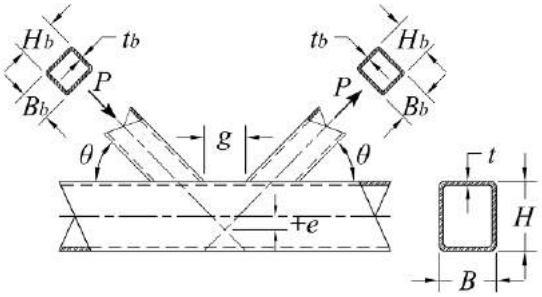
Conexiones tipo a través  	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n sen\theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1-0.81\beta} \right) Q_f$ (C.3.3) $F_R = 0.90$
Conexiones tipo K con sepración o con translape  	Estado límite: plastificación de la cuerda $\left(P_n sen\theta\right)_{\text{diagonal en compresión}} = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_{b\ comp}}{D} \right) Q_g Q_f$ (C.3.4) $\left(P_n sen\theta\right)_{\text{diagonal en tensión}} = \left(P_n sen\theta\right)_{\text{diagonal en compresión}}$ (C.3.5) $F_R = 0.90$
Funciones	
Q_f = 1.0 cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión (C.2.5a) = $1.0 - 0.3U(1+U)$ cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (C.2.5b) $U = \left\| \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right\|$ P_u y M_u se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS (C.2.6) $Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right)+1}} \right]$ (C.3.6)	

Tabla C.3.2 Límites de aplicación de la tabla C.3.1

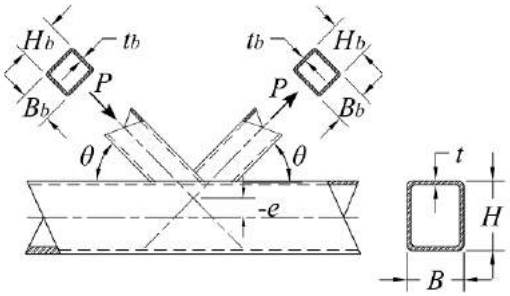
Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ en conexiones tipo K
Ángulo de las barras del alma	$\theta \geq 30°$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo Y, T y K $D/t \leq 40$ en conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ en las barras del alma en tensión $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ en las barras del alma en compresión
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas. $0.4 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo K abiertas
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_{b\ comp} + t_{b\ ten}$ en conexiones tipo K abiertas
Traslape de elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales.
Espesor de la pared del miembro de la diagonal	$t_{b\ traslapando} \leq t_{b\ traslapada}$ en de conexiones tipo K traslapadas
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3600 kg/cm²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.

Tabla C.3.3 Resistencias de conexiones entre miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T y a través  	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $$P_n sen\theta = F_y t^2 \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q_f \quad \text{(C.3.7)}$$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $0.85 < \beta \leq 1 - 1/\gamma$ o $B/t < 10$ $$P_n sen\theta = 0.6 F_y t B \left(2\eta + 2\beta_{eop} \right) \quad \text{(C.3.8)}$$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ $$P_n sen\theta = 2 F_y t \left(5k + l_b \right) \quad \text{(C.3.9)}$$ $F_R = 1.00$
Caso en que se revisa el estado límite por cortante en las paredes laterales de la cuerda  	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y el miembro del alma está en compresión, en conexiones tipo Y y T $$P_n sen\theta = 1.6 t^2 \left(1 + \frac{3 l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad \text{(C.3.10)}$$ $F_R = 0.75$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y los miembros del alma están en compresión, en conexiones a través $$P_n sen\theta = \left(\frac{48 t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad \text{(C.3.11)}$$ $F_R = 0.90$

	Estado límite: fluencia local del miembro o miembros del alma debida a una distribución local desbalanceada de fuerzas, cuando β > 0.85 $P_n = F_{yb} t_b \left(2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b\right)$ (C.3.12) $F_R = 0.95$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b}\right) B_b \leq B_b$ (C.3.13)
	Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda en conexiones a través con θ < 90°, cuando se crea una abertura de proyecto (ver figura) $P_n sen\theta$ se determina de acuerdo con la Sección 7.5
Conexiones tipo K con separación entre las diagonales  	Estado límite: plastificación de las paredes de la cuerda para todas las β $P_n sen\theta = F_y t^2 \left(9.8\beta_{ef}\gamma^{0.5}\right) Q_f$ (C.3.14) $F_R = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $B_b < B - 2t$ No se revisan miembros del alma de sección cuadrada $P_n sen\theta = 0.6 F_y t B\left(2\eta + \beta + \beta_{eop}\right)$ (C.3.15) $F_R = 0.95$
	Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda, en la apertura entre diagonales $P_n sen\theta$ se determina de acuerdo con la Sección 7.5 No se revisa para cuerdas de sección cuadrada.
	Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas. No se revisa para miembros del alma de sección cuadrada o cuando B/t ≥ 15 $P_n = F_{yb} t_b \left(2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b\right)$ (C.3.16) $F_R = 0.95$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b}\right) B_b \leq B_b$ (C.3.13)

Conexión tipo K con traslape



Las direcciones de las fuerzas pueden tener sentido contrario al indicado.
Los índices i y j identifican los miembros

Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas

Cuando 25% ≤ O_v < 50%;

$$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[\frac{O_v}{50} \left(2H_{bi} - 4t_{bi} \right) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \quad \text{(C.3.18)}$$

Cuando 50% ≤ O_v < 80%;

$$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left(2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov} \right) \quad \text{(C.3.18)}$$

Cuando 80% ≤ O_v ≤ 100%;

$$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left(2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov} \right) \quad \text{(C.3.19)}$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{ybi} t_{bi}} \right) B_{bi} \le B_{bi} \quad \text{(C.3.20)}$$

$$b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}} \left(\frac{F_{ybj} t_{bj}}{F_{ybi} t_{bi}} \right) B_{bi} \le B_{bi} \quad \text{(C.3.21)}$$

El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.

$$P_{n,\mathrm{j}} = P_{n,\mathrm{i}} \left(\frac{F_{ybj} A_{bj}}{F_{ybi} A_{bi}} \right) \quad \text{(C.3.22)}$$

F_R = 0.95

Funciones

Q_f = 1.0 cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión (C.2.5a)

$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \le 1.0$ para conexiones tipo T, Y y a través cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (C.2.16)

$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta_{ef}} \le 1.0$ para conexiones tipo K abiertas cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (C.3.23)

$U = \left| \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right|$ donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más altos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles HSS (C.2.6)

$$\beta_{ef} = \left[\left(B_b + H_b \right)_{\text{diagonal en compresión}} + \left(B_b + H_b \right)_{\text{diagonal en tensión}} \right] \Big/ 4B \quad \text{(C.3.24)}$$

$$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \le \beta \quad \text{(C.3.25)}$$

Tabla C.3.4 Límites de aplicación de la tabla C.3.3

Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/H \leq 0.25$ para conexiones tipo K
Ángulo de los elementos del alma	$\theta \geq 30°$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	B/t y $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través $B/t \leq 30$ para conexiones tipo K con traslape $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K con traslape
Relación de esbeltez de las paredes de los elementos del alma	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras del alma en tensión B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.25\sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras del alma en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.1\sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras en compresión de conexiones tipo K con traslape
Relación de anchos	B_b/B y $H_b/B \geq 0.25$ para conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas
Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Traslape entre elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ para conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Relación entre anchos de las paredes de los miembros del alma	$B_{bi}/B_{bj} \geq 0.75$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.
Relación entre gruesos de las paredes de los miembros del alma	$t_{bi}/t_{bj} \leq 1.0$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3600 kg/cm²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.
Límites adicionales para conexiones tipo K abiertas	
Relación de anchos	B_b/B y $H_b/B \geq 0.1+\gamma/50$ $\beta_{ef} \geq 0.35$
Relación de la separación entre elementos del alma y el ancho de la cuerda	$\zeta = g/B \geq 0.5(1-\beta_{ef})$
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_{b\ \text{diagonal en compresión}} + t_{b\ \text{diagonal en tensión}}$
Tamaño del miembro de la diagonal	la menor $B_b \geq 0.63$ (la mayor B_b), si ambas diagonales son rectangulares
Nota: El tamaño máximo de la separación entre elementos del alma estará controlado por el límite de la relación e/H. Si la separación es mayor que el límite, se considerará como dos conexiones tipo Y.	

C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS

Su resistencia de diseño, $F_R M_n$, se determina siguiendo las indicaciones de este Apéndice y del Capítulo 10.

Las conexiones que transmiten momento flexionante entre elementos HSS consisten en uno o dos miembros del alma soldados directamente a una cuerda continua, que pasa a través de la conexión, sobre la que aplican momentos flexionantes.

Este Apéndice es aplicable a conexiones en las que los ejes de todos los elementos están en el mismo plano.

Definición de parámetros

A área total de la sección transversal de la cuerda
B ancho total de cuerdas HSS rectangulares, medido a 90 grados del plano de la conexión
B_b ancho total de miembros HSS rectangulares del alma, medido a 90 grados del plano de la conexión
D diámetro exterior de la cuerda HSS circular
D_b diámetro exterior de miembros HSS circulares del alma
F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda HSS
F_{yb} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del miembro HSS del alma
F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de la HSS
H peralte total de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
H_b peralte total del miembro del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión
S módulo de sección elástico del miembro
Z_b módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
t grueso de diseño de la pared del miembro HSS de la cuerda
t_b grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma
β relación de anchos; para miembros HSS circulares, relación del diámetro del miembro del alma entre el de la cuerda = D_b/D; para miembros HSS rectangulares, relación del ancho total del miembro del alma entre la de la cuerda = B_p/B
γ relación de esbeltez de la cuerda; para miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro al grueso de la pared = D/2t; para miembros HSS rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el grueso de la pared = B/2t
η parámetro de longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares = l_b/B; relación de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda, donde $l_b = H_b/\text{sen}\theta$
θ ángulo agudo entre los miembros del alma y la cuerda, en grados

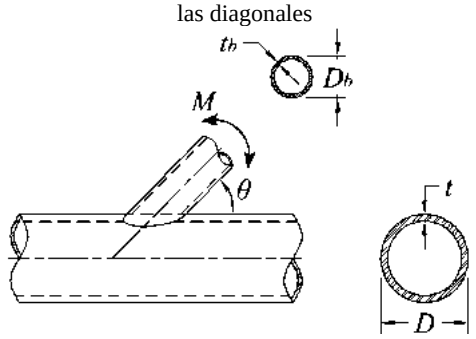
C.4.1 Elementos HSS circulares

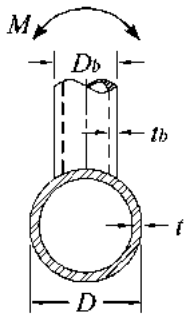
Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.2 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.1.

C.4.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.4 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.3.

Tabla C.4.1 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS circulares

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
Conexiones tipo Y, T y a través con flexión en el plano de las diagonales 	Estado límite: plastificación de la cuerda $M_n sen\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f$ (C.4.1) $F_R = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D-2t)$ $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{1+3sen\theta}{4sen^2\theta} \right)$ (C.4.2)

	$F_R = 0.95$
Elementos del alma en flexión fuera del plano en conexiones tipo Y, T y a través.  	Estado límite: plastificación de la cuerda $$M_n sen\theta = F_y t^2 D_b \left(\frac{3.0}{1-0.81\beta} \right) Q_f \quad \text{(C.4.3)}$$ $F_R = 0.90$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D-2t)$ $$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{3+sen\theta}{4sen^2\theta} \right) \quad \text{(C.4.4)}$$ $F_R = 0.95$

En conexiones tipo Y, T, y a través, con los elementos del alma bajo la combinación de carga axial, momento flexionante en el plano y fuera de él, o cualquier combinación de estos efectos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right)^2 + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1.0 \quad \text{(C.4.5)}$$

$M_{c\text{-}ip}$ $= F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión en el plano, tabla C.4.1

$M_{c\text{-}op}$ $= F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión fuera del plano, tabla C.4.1

$M_{r\text{-}ip}$ resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables

$M_{r\text{-}op}$ resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables

P_c $= F_R P_n$ resistencia axial de diseño, tabla C.3.1

P_r resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables

Funciones

Q_f $= 1.0$ cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión (C.2.5a)

$= 1.0 - 0.3U(1+U)$ cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en compresión (C.2.5b)

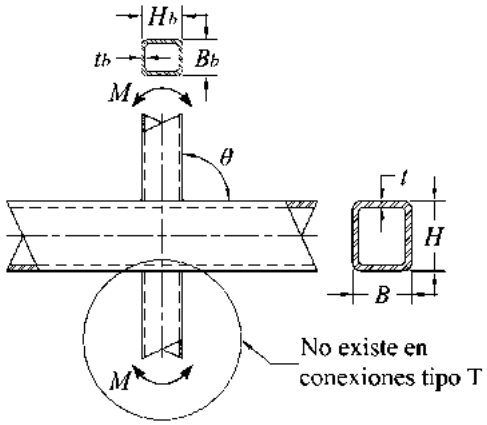
$$U = \left| \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right| \quad \text{(C.2.6)}$$

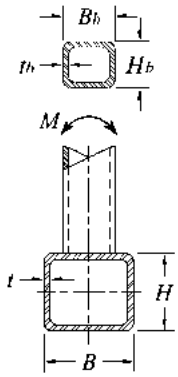
donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles

Tabla C.4.2 Límites de aplicación de la tabla C.4.1

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \geq 30°$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T o Y $D/t \leq 40$ para conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3600 kg/cm²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.

Tabla C.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a través  	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $$M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad \text{(C.4.6)}$$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$ $$M_n = 0.5 F_y^* t \left(H_b + 5t \right)^2 \quad \text{(C.4.7)}$$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$ $$M_n = F_{yb} \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad \text{(C.4.8)}$$ $F_R = 0.95$

Miembro o miembros del ama en flexión fuera del plano de la armadura. Conexiones T y a través 	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $$M_n = F_y t^2 \left[\frac{0.5H_b(1+\beta)}{(1+\beta)} + \sqrt{\frac{2BB_b(1+\beta)}{(1-\beta)}} \right] Q_f \quad \text{(C.4.9)}$$ $F_R = 1.00$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$ $$M_n = F_y^* t(B-t)(H_b+5t) \quad \text{(C.4.10)}$$ $F_R = 1.00$
Miembro o miembros del alma en flexión fuera del plano de la armadura Conexiones T y a través (continuación)	Estado límite: fluencia local del o los miembros del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$ $$M_n = F_{yb}\left[Z_b - 0.5\left(1-\frac{b_{eoi}}{B_b}\right)^2 B_b^2 t_b \right] \quad \text{(C.4.11)}$$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: falla por distorsión de la cuerda en conexiones tipo T y conexiones a través desbalanceadas $$M_n = 2F_y t\left[H_b t + \sqrt{BHt(B+H)} \right] \quad \text{(C.4.12)}$$ $F_R = 1.0$

En conexiones tipo T y a través con elemento/elementos del alma bajo la combinación de fuerza axial, momento flexionante en o fuera del plano de la armadura, o cualquier combinación de estos efectos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1 \quad \text{(C.4.13)}$$

$M_{c\text{-}ip}$ = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla C.4.3
$M_{c\text{-}op}$ = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla C.4.3
$M_{r\text{-}ip}$ resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables
$M_{r\text{-}op}$ resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondientes a las combinaciones de carga aplicables
P_c = $F_R P_n$, resistencia axial de diseño de la tabla C.3.3
P_r resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables

Funciones	
$Q_f = 1.0$ cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión	(C.2.5a)
$= 1.3 - 0.4\frac{U}{\beta} \leq 1.0$ cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión	(C.2.16)
$U = \left\lvert \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right\rvert$ donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles	(C.2.6)

Tabla C.4.4 Límites de aplicación de la tabla C.4.3

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \cong 90°$
Esbeltez de la pared de la cuerda	B/t y $H/t \leq 35$
Esbeltez de las paredes de los elementos del alma	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$ B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.25\sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$
Relación de anchos	$B_b/B \geq 0.25$
Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$MPa (3600 kg/cm²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: El acero ASTM A500 grado C es aceptable.

C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

Sus resistencias de diseño, $F_R R_n$, $F_R M_n$ y $F_R P_n$, se determinan siguiendo las indicaciones de este apéndice y del Capítulo 10.

Las resistencias de las conexiones de los elementos del alma se determinarán para el estado límite de la transferencia no uniforme de fuerzas a lo largo de la línea de la soldadura, debida a diferencias en la rigidez relativa de las paredes de las HSS en conexiones entre miembros HSS y entre miembros HSS y placas transversales. Estas resistencias se calculan como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{ns} t_s l_e \qquad \text{(C.5.1)}$$

$$M_{n-ip} = F_{ns} S_{ip} \qquad \text{(C.5.2)}$$

$$M_{n-op} = F_{ns} S_{op} \qquad \text{(C.5.3)}$$

Para cargas combinadas se utiliza la ecuación C.4.13.

a) Para soldaduras de filete $F_R = 0.75$

b) Para soldaduras de penetración parcial $F_R = 0.8$

F_{ns} resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
S_{ip} módulo de sección elástico de las soldaduras para flexión en el plano (Tabla C.5.1)
S_{op} módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (Tabla C.5.1)

l_e longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros HSS rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura

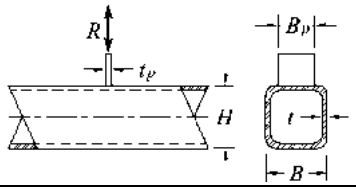
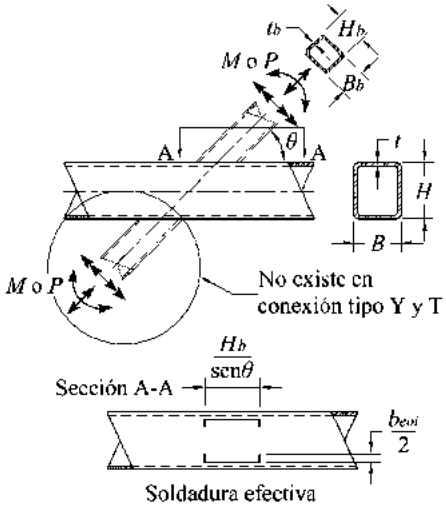
t_s la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de la diagonal o placa

Cuando una conexión tipo K con traslape se ha diseñado de acuerdo con la tabla C.3.3 y las componentes de las fuerzas en los miembros del alma, normales a la cuerda, están balanceadas en un 80 por ciento (las componentes de las fuerzas en los miembros del alma normales a la cara de la cuerda difieren en no más del 20 por ciento), la soldadura oculta debajo de la diagonal que traslapa puede ser omitida si las demás soldaduras con los miembros del alma traslapados desarrollan toda la capacidad de las paredes del miembro mencionado.

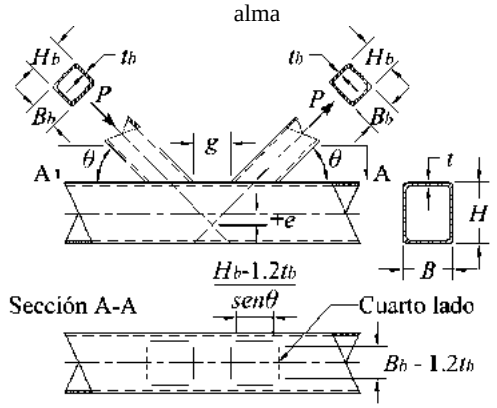
Las revisiones de las soldaduras en la tabla C.5.1 no se requieren si son capaces de desarrollar la resistencia completa de la pared del miembro del alma a lo largo de todo su perímetro (o con una placa a lo largo de su longitud completa).

Nota: El enfoque utilizado para permitir la disminución del tamaño de las soldaduras considera que son del mismo tamaño en el perímetro completo de la HSS de los miembros del alma. Se requiere especial atención en conexiones de HSS de anchos iguales, o casi iguales, que combinan soldaduras de penetración parcial a lo largo de esos bordes con soldaduras de filete a través de la cara del miembro principal.

Tabla C.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
Conexiones transversales con placa tipo T o a través con fuerza axial en la placa  	Propiedades efectivas de la soldadura $$l_e = 2\left(\frac{10}{B/t}\right)\left(\frac{F_y t}{F_{yp} t_p}\right) B_p \le 2B_p \quad \text{(C.5.4)}$$ l_e = longitud total efectiva de las soldaduras colocadas en los dos lados de la placa transversal
Conexiones tipo Y, T y a través con fuerzas axiales o flexión en el elemento o elementos del alma  	Propiedades efectivas de la soldadura $$l_e = \frac{2H_b}{sen\theta} + 2b_{eoi} \quad \text{(C.5.5)}$$ $$S_{ip} = \frac{t_s}{3}\left(\frac{H_b}{sen\theta}\right)^2 + t_s b_{eoi}\left(\frac{H_b}{sen\theta}\right) \quad \text{(C.5.6)}$$ $$S_{op} = t_s\left(\frac{H_b}{sen\theta}\right)B_b + \frac{t_s}{3}\left(B_b^2\right) - \frac{\left(\frac{t_s}{3}\right)\left(B_b - b_{eoi}\right)^3}{B_b} \quad \text{(C.5.7)}$$ $$b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b}\right) B_b \le B_b \quad \text{(C.3.13)}$$ Cuando $\beta > 0.85$ o $\theta > 50°$, $b_{eoi}/2$ no debe exceder de 2t

Conexión tipo K abierta con fuerzas axiales en los elementos del alma



Soldadura efectiva θ ≥ 60°, cuarto lado efectivo cuando θ ≤ 50°

Propiedades efectivas de la soldadura

Cuando θ ≤ 50°

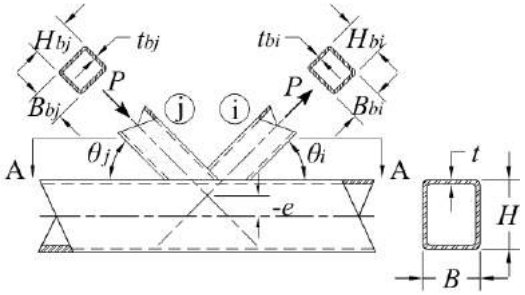
$$l_e = \frac{2\left(H_b - 1.2t_b\right)}{sen\theta} + 2\left(B_b - 1.2t_b\right) \qquad \text{(C.5.8)}$$

Cuando θ ≥ 60°

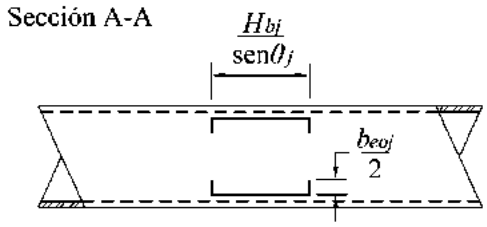
$$l_e = \frac{2\left(H_b - 1.2t_b\right)}{sen\theta} + \left(B_b - 1.2t_b\right) \qquad \text{(C.5.9)}$$

Cuando 50° < θ < 60°, l_e se determina por interpolación lineal

Conexión tipo K con traslape entre los miembros del alma con fuerzas axiales

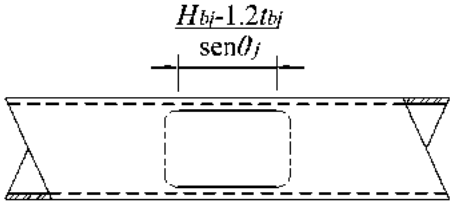


Obsérvese que las flechas que indican las fuerzas en conexiones tipo K traslapadas pueden cambiar de sentido; i y j controlan la identificación de los miembros



Soldadura efectiva: ecuación C.5.13

Cuando $B_{bi}/B \leq 0.85$ o $\theta_i \leq 50°$



Soldadura efectiva:
Cuando $B_{bj}/B > 0.85$ o $\theta_j > 50°$

Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados (todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, i)

Cuando 25% ≤ O_v < 50%;

$$l_{e,i} = \frac{2O_v}{50}\left[\left(1-\frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{sen\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{sen\left(\theta_i+\theta_j\right)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \qquad \text{(C.5.10)}$$

Cuando 50% ≤ O_v < 80%;

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1-\frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{sen\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{sen\left(\theta_i+\theta_j\right)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \qquad \text{(C.5.11)}$$

Cuando 80% ≤ O_v ≤ 100%;

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1-\frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{sen\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{sen\left(\theta_i+\theta_j\right)}\right)\right] + B_{bi} + b_{eov} \qquad \text{(C.5.12)}$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybi} t_{bi}}\right) B_{bi} \leq B_{bi} \qquad \text{(C.3.20)}$$

$$b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}}\left(\frac{F_{ybj} t_{bj}}{F_{ybi} t_{bi}}\right) B_{bi} \leq B_{bi} \qquad \text{(C.3.21)}$$

	Cuando $B_{bi}/B_b > 0.85$ o $\theta_i > 50°$, $b_{eoi}/2$ no debe exceder de 2t, y si $B_{bi}/B_{bj} > 0.85$ o $(180 - \theta_i - \theta_j) > 50°$, $b_{eov}/2$ no debe ser mayor que $2t_{bj}$ El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo. $$l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{sen\theta_j} + 2b_{eoj} \quad \text{(C.5.13)}$$ $$b_{eoj} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybj} t_{bj}}\right) B_{bj} \leq B_{bj} \quad \text{(C.5.14)}$$ Cuando $B_{bj}/B > 0.85$ o $\theta_j > 50°$, $$l_{e,j} = 2\left(H_{bj} - 1.2t_{bj}\right)/sen\theta_j \quad \text{(C.5.15)}$$

APÉNDICE D. DISEÑO POR FATIGA

Este Apéndice se refiere al diseño de miembros y conexiones sometidas a un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga.

Se da especial atención a los elementos estructurales que soportan a las grúas viajeras.

No están incluidos los puentes

El apéndice está compuesto por las secciones siguientes:

D.1. Aspectos generales
D.2. Diseño por fatiga
D.3. Grúas viajeras

D.1 Aspectos generales

Las recomendaciones de este Apéndice se aplican a esfuerzos calculados con cargas de servicio, el esfuerzo máximo producido por esas cargas no debe exceder de $0.66F_y$.

El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud del cambio de esfuerzos producidos por la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. Cuando haya inversión de esfuerzos, el intervalo es la suma de los valores absolutos de los esfuerzos máximos repetidos de tensión o compresión, o la suma de los valores absolutos de los esfuerzos cortantes máximos de sentidos contrarios en el punto probable de iniciación de la grieta.

No se requiere evaluar la resistencia a la fatiga cuando:

a) El intervalo de esfuerzos producidos por la carga viva de servicio es menor que el umbral admisible de intervalos, F_{TH}, que es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión. (Ver tablas D.2.1 a D.2.7)

b) El número de ciclos de aplicación de la carga viva en miembros formados por placas o perfiles es menor de 20,000 durante su vida útil.

La resistencia ante cargas cíclicas determinada aquí es aplicable sólo a estructuras protegidas contra la corrosión de manera adecuada o construidas en atmósferas poco corrosivas.

Cuando haya elementos móviles en la estructura, como en el caso de grúas viajeras o maquinarias con vibraciones estacionarias, se deben considerar los siguientes aspectos:

a) Identificar los elementos estructurales y conexiones que estarán sometidos a un número elevado de veces, durante su vida útil, a la acción de cargas variables repetidas.

b) La amplitud de los esfuerzos, calculada con la teoría elástica lineal, usando las propiedades de la sección total, sin considerar concentraciones de esfuerzos en el punto o detalle que se revisa. La amplitud de esfuerzos se define como el cambio en su valor producido por la fluctuación de la carga viva de servicio (Figura D.1.1). Si los esfuerzos variables son siempre compresiones, la revisión por fatiga no es necesaria. Al estudiar la fatiga no se consideran acciones producidas por viento o sismo.

c) El número de ciclos de carga y descarga con inversión de signo para cada amplitud de esfuerzos de los miembros estructurales que soportan a los elementos o equipos que pueden producir la fatiga. Los registros de cargas y el número de ciclos son proporcionados, en cada caso, por las especificaciones particulares del equipo.

d) Espectro de carga, que se define como la frecuencia para cada porciento de carga durante un periodo determinado de tiempo; que se toma como base para calcular el número de ciclos de carga completa equivalente de diseño.

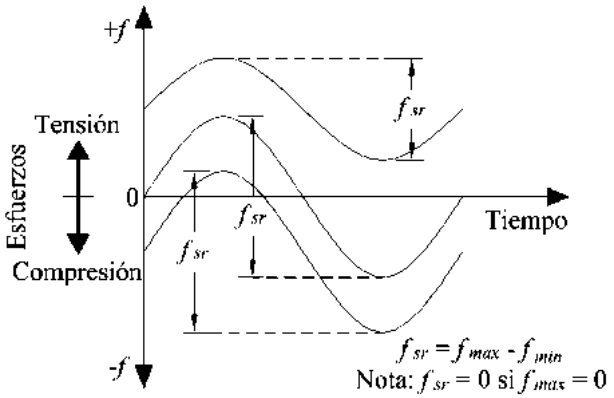


Figura D.1.1 Amplitudes de esfuerzos en curvas de variación de carga.

D.2 Diseño por fatiga

D.2.1 Material simple y juntas soldadas

En material simple y en juntas soldadas, el intervalo de esfuerzos producido por cargas de servicio no debe ser mayor que el permitido, calculado con la ecuación D.2.1.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}}\right)^{\frac{1}{m}} \times (329)^{\frac{1}{3}} \geq F_{TH} \qquad \text{(D.2.1)}$$

$$\left[F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}}\right)^{\frac{1}{m}} \times 70.3 \geq F_{TH}\right] \text{(S.M.D.)}$$

C_f constante que se toma de las tablas D.2.1 a D.2.7, para la categoría de fatiga correspondiente

F_{SR} amplitud de esfuerzos permisibles, MPa (kg/cm²)

F_{TH} umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles, amplitud de esfuerzos máximos para la que la vida de diseño no está controlada por fatiga (Tablas D.2.1 a D.2.7)

n_{SR} número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil (variación por día por 365 días por los años de vida útil)

m exponente que depende de la categoría en estudio (3 para todas las categorías excepto la F, y 6 para ésta)

Nota: El diseño involucra al material base de los elementos estructurales y a las conexiones, que pueden ser soldadas o atornilladas. También influyen aspectos relacionados con el proceso de fabricación y montaje. Por ello la expresión anterior conduce a diferentes resultados que dependen del concepto particular por revisar.

Dependiendo del tipo de detalle por revisar se definen ocho categorías con diferentes valores de la constante C_f y del umbral del intervalo de esfuerzos permisibles (máxima amplitud de esfuerzos para la que no se presenta la falla por fatiga), F_{TH}. Las tablas D.2.1 a D.2.7 contienen los parámetros de diseño por fatiga correspondientes a las distintas categorías.

Cuando se revisa algún detalle de elementos planos en tensión con soldadura de penetración parcial o filete que está en la categoría C, la amplitud constante del esfuerzo resistente en el pie de la soldadura de la sección transversal del elemento plano se revisa con la expresión:

$$F_{SR} = R_F \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{3}} \qquad \text{(D.2.2)}$$

$$\left[F_{SR} = R_F \left(\frac{15.3 \times 10^{14}}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \text{(S.M.D)}$$

El factor de reducción, R_F, es igual a:

a) En detalles de la categoría C, con inicio de la grieta en el pie de la soldadura, el esfuerzo permisible, F_{SR}, es mayor o igual que 69 MPa (700 kg/cm²), y R_F es igual a 1.0.

b) En detalles de la categoría C' con soldadura de penetración parcial (PJP) transversal con o sin refuerzo, con inicio de la grieta en la raíz de la soldadura, el factor de reducción es:

$$R_F = \left(\frac{1.12 + 1.01\left(2a/t_p\right) + 1.24\left(w/t_p\right)}{t_p^{\,0.167}} \right) \leq 1.0 \qquad \text{(D.2.3)}$$

c) En detalles de la categoría C'' con un par de soldaduras de filete transversal e inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left(\frac{0.10 + 1.24\left(w/t_p\right)}{t_p^{\,0.167}} \right) \leq 1.0 \qquad \text{(D.2.4)}$$

2a longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa sometida a tensión (mm)
t_p espesor de la placa en tensión (mm)
w tamaño nominal del filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión (mm)

Nota: En caso de que $R_F = 1$, usar categoría C.

En el análisis de un elemento con amplitudes de esfuerzos no constantes, cada amplitud tiene un número de ciclos que contribuyen a la falla por fatiga del elemento. Conocido el número de ciclos para cada amplitud de esfuerzos a la que va a estar sometida la estructura (espectro de carga), se obtiene un valor del número de ciclos de amplitud constante de esfuerzos para el diseño de la estructura, de acuerdo con la ecuación:

$$n_{SR} = \sum N_i \alpha_i^3 \qquad \text{(D.2.5)}$$

N_i número de ciclos para el porcentaje de la carga máxima i
α_i relación de la amplitud de esfuerzos i, respecto a la amplitud máxima (f_{sr}/f_{srmax})

D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje

Las barras longitudinales de respaldo, que no es necesario remover, deben ser continuas. Si se requieren empalmar en juntas largas, los tramos de las barras longitudinales de respaldo se unen entre sí con soldadura a tope de penetración completa, cuyo refuerzo se alisa antes de ensamblar la conexión. Cuando se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan, se ligan con soldaduras de filete continuas.

En conexiones transversales en tensión se remueven las barras de respaldo, se limpia la raíz de la unión hasta descubrir material sano, y se vuelve a soldar.

En soldaduras transversales de penetración completa en T y en esquina, las esquinas entrantes se refuerzan con soldadura de filete de tamaño no menor de 6 mm.

La rugosidad de las superficies de los bordes cortados térmicamente, sujetos a intervalos de esfuerzos cíclicos que incluyen tensión, no deberá de exceder de 25 μm.

Las esquinas entrantes en cortes y en agujeros para acceso de soldaduras tendrán un radio igual o mayor que 10 mm, formado petraladrando o subpunzonando y escariando un agujero, o con corte térmico, para formar el radio de la esquina. En este último caso, la superficie cortada debe pulirse hasta obtener un metal brillante.

En soldaduras a tope transversales en regiones en tensión, deben colocarse extensiones del metal base (“weld tabs”) que permitan terminar la soldadura en cascada fuera de la junta terminada. No se deben usar barreras verticales. Las placas de extensión deben removerse, y el extremo de la soldadura se esmerila para que quede en el mismo plano del borde de la placa.

Tabla D.2.1 Parámetros para diseño por fatiga

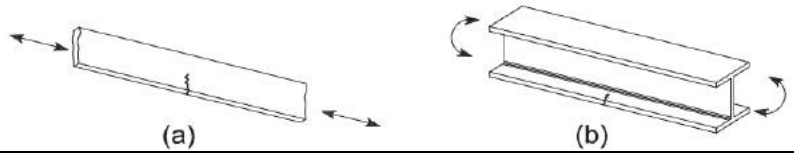
Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA				
1.1. Metal base, excepto acero intemperizable sin protección, laminado o con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 μm o menor, y sin esquinas entrantes.	A	250×10^8	165 (1680)	Lejos de toda soldadura o conexión.
1.2 Metal base, acero intemperizable sin protección, con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 2.5 μm o menor, sin esquinas entrantes.	B	120×10^8	110 (1120)	Lejos de toda soldadura o conexión
1.3 Miembros con agujeros punzonados o escariados. Miembros con discontinuidades geométricas, que cumplen los requisitos del inciso D.2.2. Se excluyen agujeros de acceso para soldaduras.	B	120×10^8	110 (1120)	En cualquier borde exterior o en el perímetro de un agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura que cumplan los requisitos de los incisos 10.2.2 y D.2.2. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen tornillos para conectar diagonales de contraventeo ligeras, donde hay una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la diagonal.	C	44×10^8	69 (700)	En la esquina entrante de agujeros de acceso para soldaduras o en cualquier agujero pequeño (pueden contener tornillos para conexiones menores).
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE				
2.1 Área total del metal base en juntas traslapadas conectadas con tornillos de alta resistencia en juntas que satisfacen todos los requisitos de conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110 (1120)	A través del área total cercana al agujero.
2.2 Metal base en la sección neta de conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados al aplastamiento, pero fabricados e instalados cumpliendo todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110 (1120)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
2.3 Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, excepto barras de ojo y placas para pasadores.	D	22×10^8	48 (490)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.

2.4 Metal base en la sección neta de las cabezas de barras de ojo y placas para pasadores.	E	11×10^8	31 (315)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.

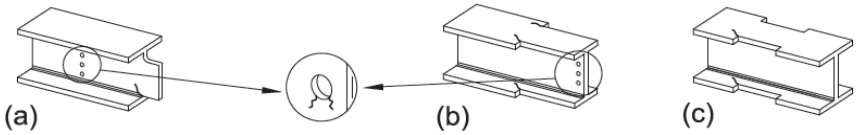
Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA

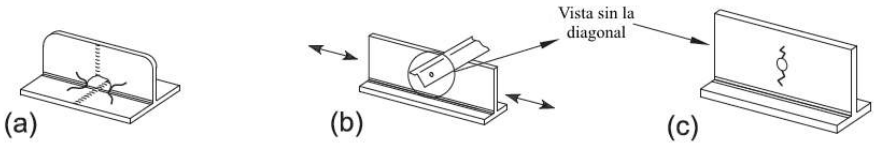
1.1 y 1.2



1.3

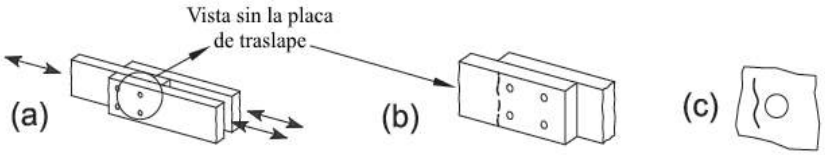


1.4



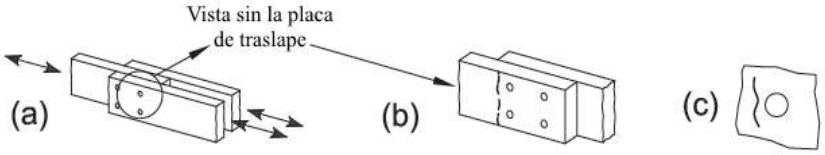
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE

2.1



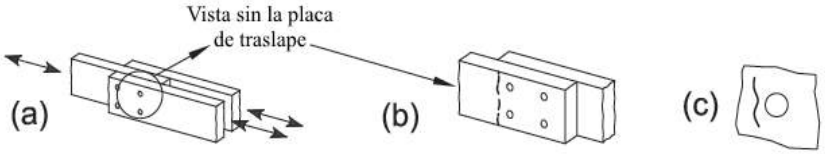
Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas de deslizamiento crítico

2.2



Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas diseñadas por aplastamiento, que reúnen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico

2.3



Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas con apriete ajustado u otros conectores mecánicos

2.4

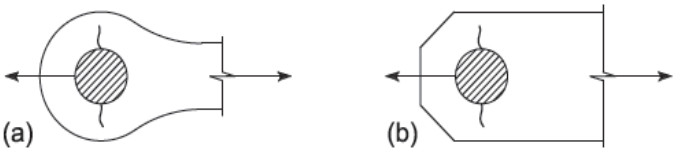


Tabla D.2.2 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales de penetración completa, con la raíz preparada para colocar una soldadura por el lado opuesto (“back gouged”), o unidas con soldaduras de filete continuas.	B	120×10^8	110 (1120)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura lejos de su extremo.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados entre sí con soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las placas de respaldo, o unidos con soldadura continua de penetración parcial.	B’	61×10^8	83 (840)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo la que liga las barras de respaldo.
3.3 Metal base en los extremos del metal de soldadura en agujeros de acceso para soldaduras longitudinales en uniones entre elementos que forman parte de miembros compuestos.	D	22×10^8	48 (490)	Desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales de soldadura de filete intermitentes.	E	11×10^8	31 (315)	En el material conectado, en los lugares de inicio y terminación de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en los extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más angostas que el patín, con extremos cuadrados o trapezoidales, con o sin soldaduras transversales en los extremos, y cubreplacas, más anchas que el patín, con soldaduras transversales en los extremos. Grueso del patín ≤ 20 mm Grueso del patín > 20 mm	 E E’	 11×10^8 3.9×10^8	 31 (315) 18 (180)	En el patín al pie de la soldadura en el extremo, en el patín en la terminación de soldaduras longitudinales o en el borde del patín con cubreplacas anchas.
3.6 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, sin soldadura transversal en los extremos.	E’	3.9×10^8	18 (180)	En el borde del patín en el extremo de la soldadura de la cubreplaca.
SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES				
4.1 Metal base en la unión de miembros cargados axialmente, con conexiones en los extremos soldadas longitudinalmente. La soldadura debe depositarse en los dos lados del miembro para balancear los esfuerzos en ella. t ≤ 12 mm t > 12 mm	 E E’	 11×10^8 3.9×10^8	 31 (315) 18 (180)	El extremo de cualquier soldadura, con extensión en el metal base.

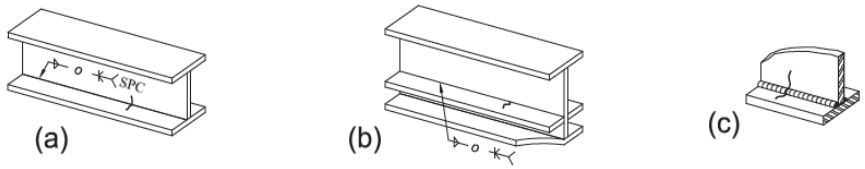
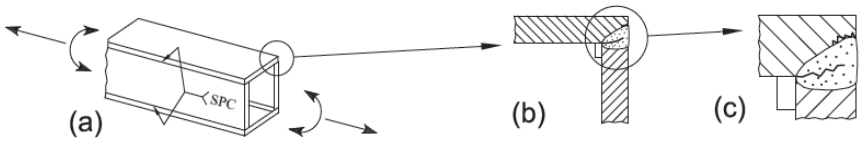
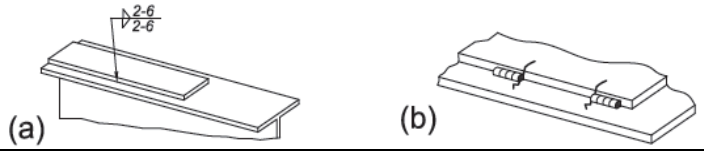
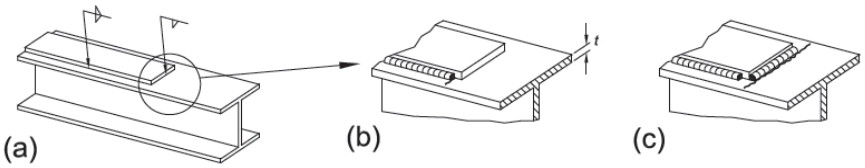
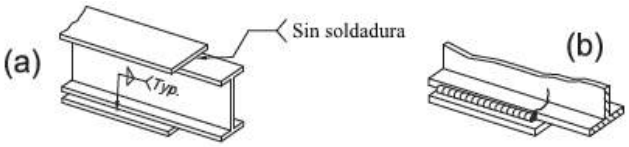
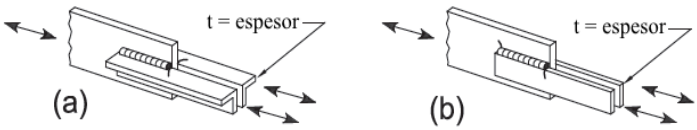
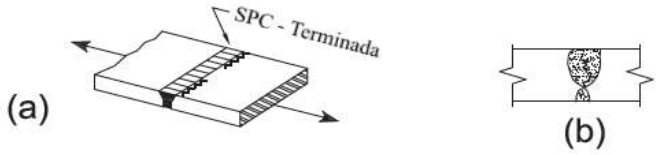
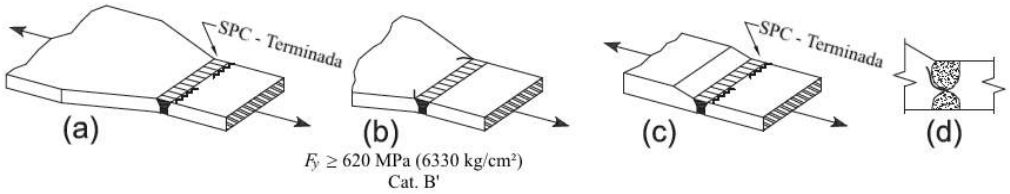
Ejemplos ilustrativos típicos
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS
3.1 
3.2 
3.3
3.4 
3.5 
3.6 
SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES
4.1 

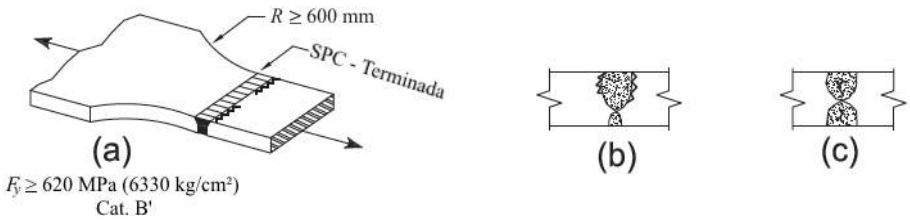
Tabla D.2.3 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, y con sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120×10^8	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de soldadura o a lo largo de la frontera de la fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en espesor o ancho hechas con una pendiente no mayor de 1 en 2.5, y con la sanidad de la soldadura establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.				Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera del límite de fusión, o en el inicio de la transición cuando $F_y \geq$ 620 MPa (6330 kg/cm²).
F_y < 620 MPa (6330 kg/cm²)	B	120×10^8	110 (1120)	
$F_y \geq$ 620 MPa (6330 kg/cm²)	B’	61×10^8	83 (840)	
5.3 Metal base con F_y igual o mayor que 620 MPa (6330 kg/cm²) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120×10^8	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera de la zona de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de soldaduras de penetración completa en uniones en T, en esquina o en empalmes, con o sin transiciones en grueso, con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se quita el refuerzo de la soldadura, y su sanidad se establece por inspección radiográfica o ultrasónica.	C	44×10^8	69 (700)	Discontinuidades en la superficie, en el pie de la soldadura, que se extienden en el metal base o de soldadura.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de los extremos de elementos planos cargados en tensión, usando soldaduras de penetración parcial con filetes de refuerzo o contorno, en juntas en T o en esquina. F_{SR} es la menor de las variaciones de esfuerzos permisibles que corresponden a la iniciación de la grieta en el pie o en la raíz de la soldadura.				Discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base. Raíz de la soldadura sujeta a tensión; se extiende en la soldadura y a través de ella.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	C	44×10^8	69 (700)	
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C’	Ecuación D.2.2	N.A.	
Ejemplos ilustrativos típicos				
5.1 				

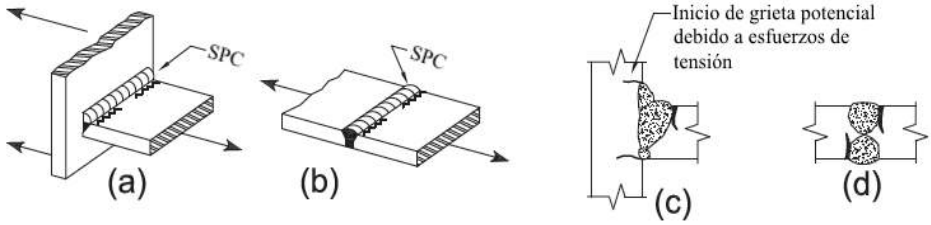
5.2



5.3



5.4



5.5

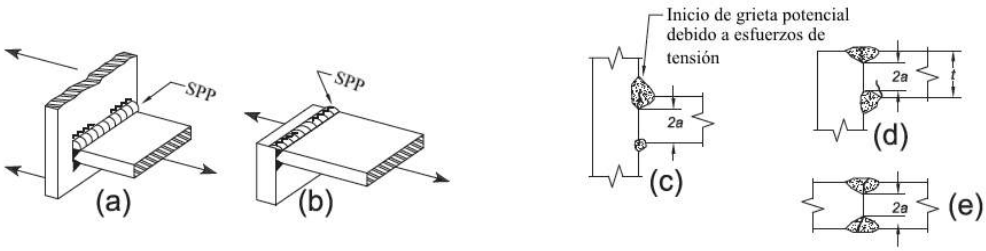


Tabla D.2.4 Parámetros para diseño por fatiga

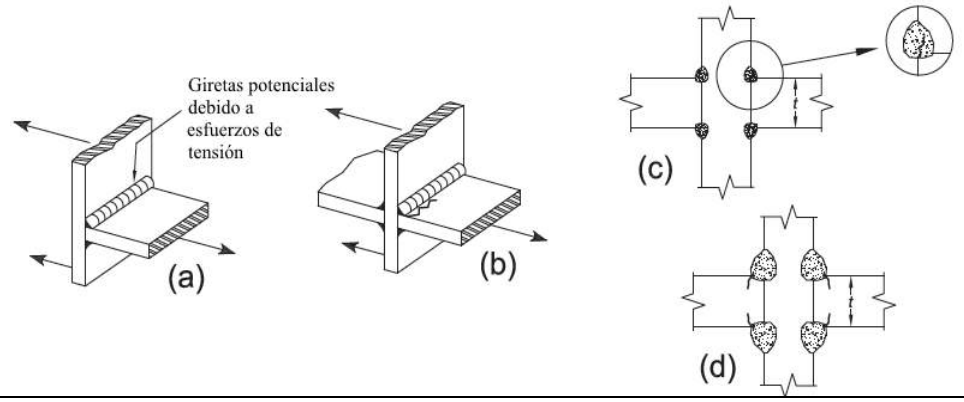
Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales en los extremos de elementos planos en tensión, con un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. F_{SR} es el menor de los intervalos de esfuerzos permisibles correspondientes al agrietamiento en el pie o en la raíz de la soldadura.				Una discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura, que se propaga en el metal base.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	C	44×10^8	69 (700)	La raíz de la soldadura sujeta a tensión. Se propaga en y a través de la soldadura.
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C''	Ecuación D.2.2	N.A.	

5.7 Metal base de placas en tensión o de trabes armadas y en almas y patines de vigas laminadas, en el pie de soldaduras de filete transversal, adyacentes a atiesadores transversales soldados.	C	44×10^8	69 (700)	Discontinuidades geométricas en el pie del filete; se extienden en el metal base.
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.1 Metal base en detalles unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a fuerza longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.				Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.
$R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110 (1120)	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69 (700)	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	
50 mm > R	E	11×10^8	31 (315)	

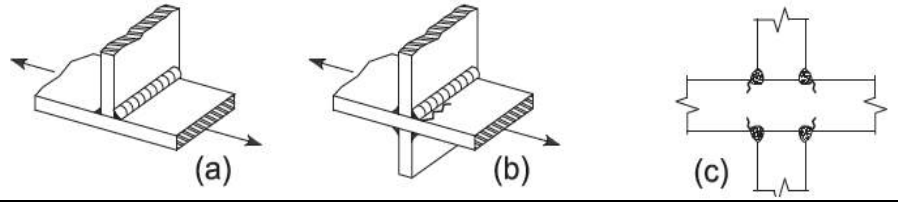
Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

5.6



5.7



SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.1

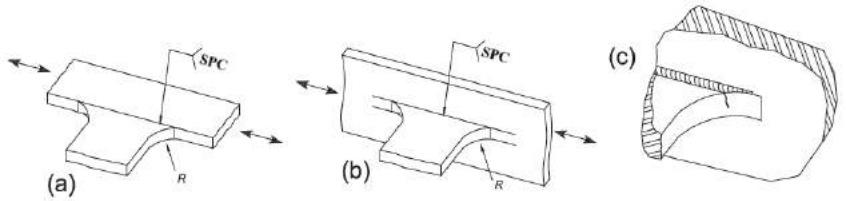


Tabla D.2.5 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.2 Metal base en detalles del mismo grueso unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.				Cerca de los puntos de tangencia del radio, en la soldadura o en el borde del material fundido, en el miembro o en la pieza unida.
Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:				En el pie de la soldadura, a lo largo del borde del miembro o de la pieza unida.
R ≥ 600 mm	B	120×10^8	110 (1120)	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69 (700)	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	
50 mm > R	E	11×10^8	31 (315)	
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:				
R ≥ 600 mm	C	44×10^8	69 (700)	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69 (700)	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	
50 mm > R	E	11×10^8	31 (315)	
6.3 Metal base en detalles de gruesos desiguales unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.				En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado. En la terminación de la soldadura en radios pequeños.
Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:				En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.
R > 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31 (315)	
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: Cualquier radio	E	11×10^8	31 (315)	

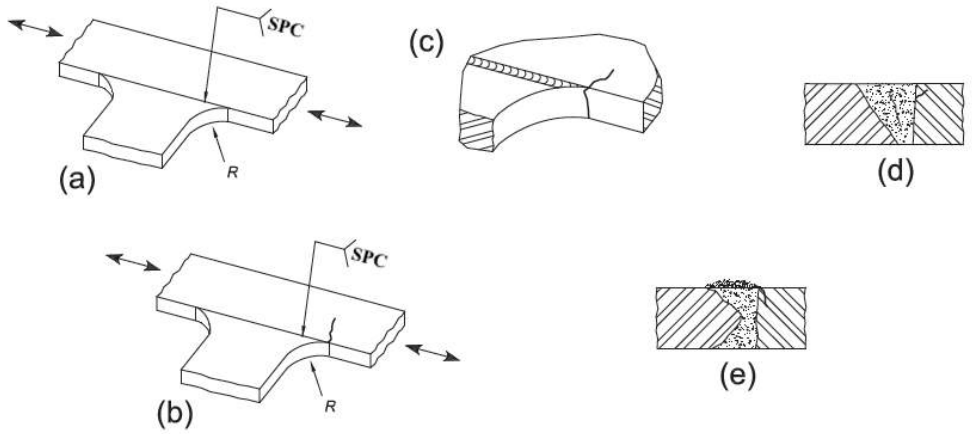
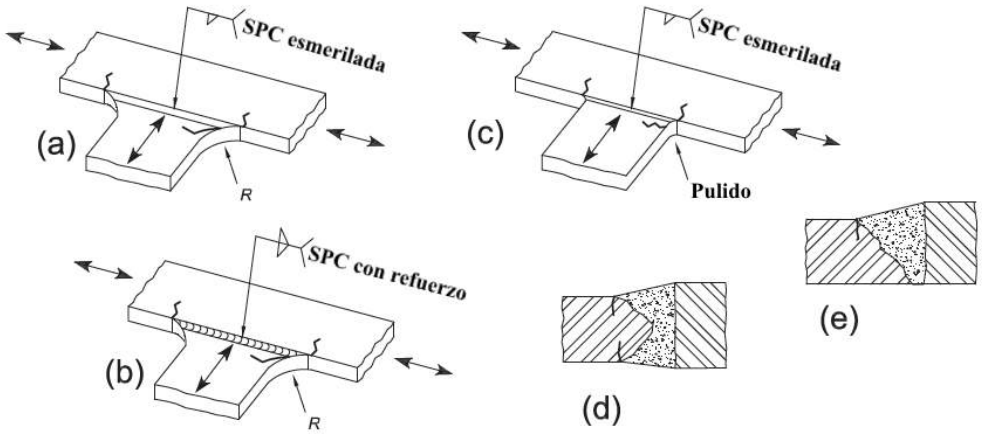
Ejemplos ilustrativos típicos
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE
6.2 
6.3 

Tabla D.2.6 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.4 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en miembros transversales, con o sin esfuerzo transversal, unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, paralela a la dirección del esfuerzo cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa: R > 50 mm	D	22×10^8	48 (490)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.

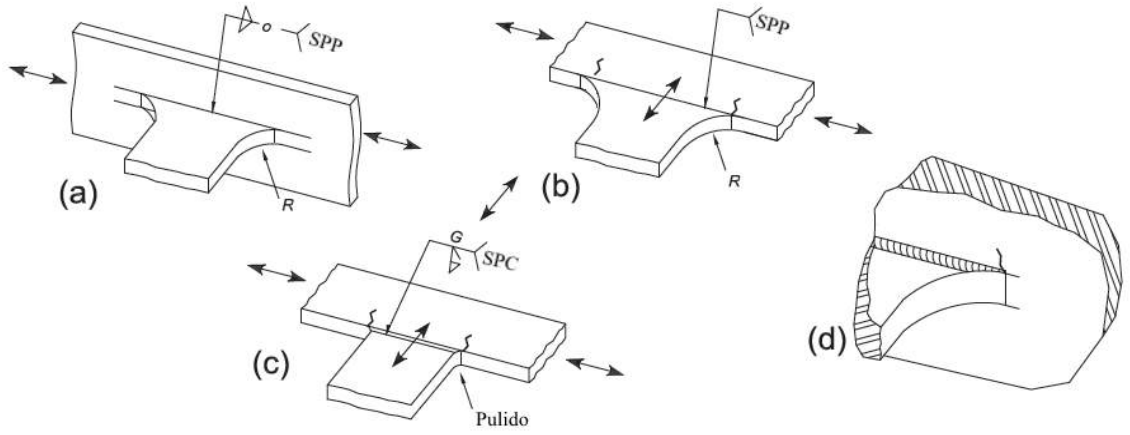
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31 (315)	
SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS[1]				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles con soldaduras paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle no incluye radio de transición, de longitud en la dirección del esfuerzo a y grueso b: a < 50 mm 50 mm ≤ a ≤ menor de entre 12 b o 100 mm a > 100 mm cuando b > 20 mm a > menor de entre 12 b o 100 mm, cuando b ≤ 20 mm	 C D E E’	 44×10^8 22×10^8 11×10^8 3.9×10^8	 69 (700) 48 (490) 31 (315) 18 (180)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende dentro del metal base.
7.2 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en detalles unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando éste incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa: R > 50 mm R ≤ 50 mm	 D E	 22×10^8 11×10^8	 48 (490) 31 (315)	En el metal base, en la terminación de la soldadura. Se extiende dentro del metal base.

[1] Los “elementos ligados” se definen como cualquier detalle de acero soldado a un miembro que, por su sola presencia, e independientemente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de esfuerzos en el miembro, por lo que reduce su resistencia a la fatiga.

Ejemplos ilustrativos típicos

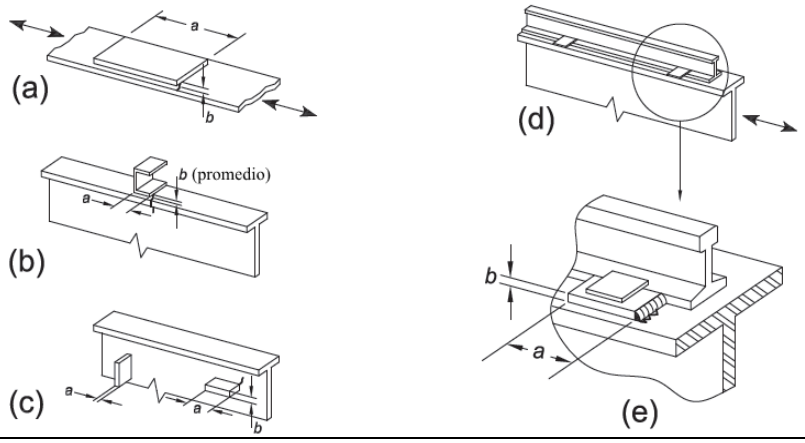
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.4



SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS

7.1



7.2

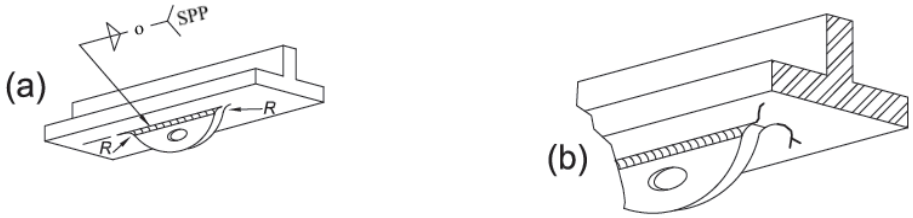
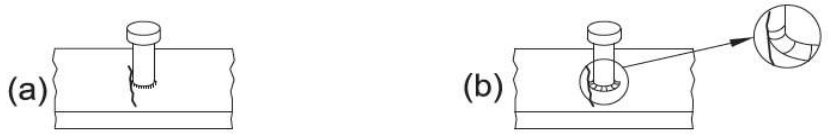
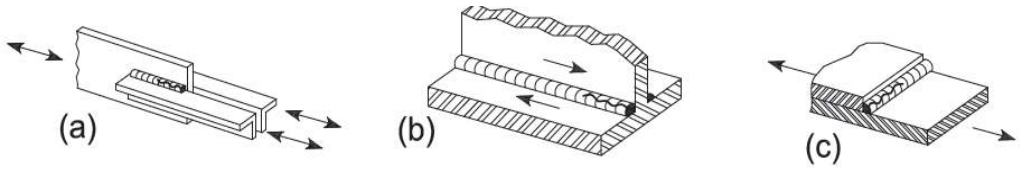
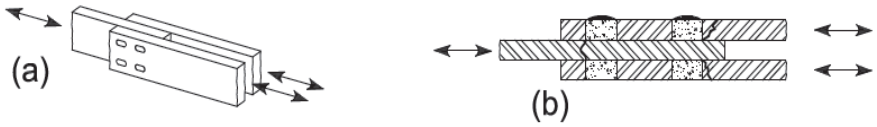
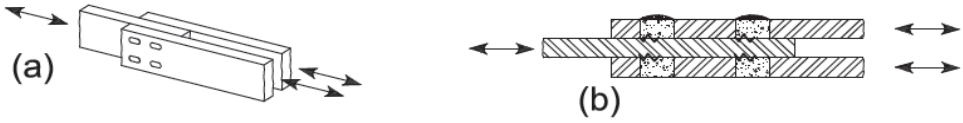
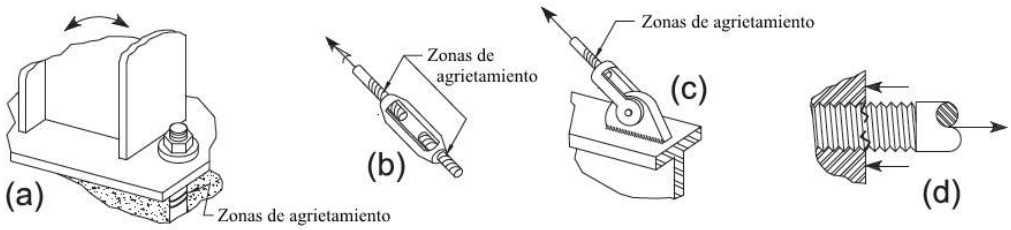


Tabla D.2.7 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS				
8.1 Metal base en conectores de cortante unidos con soldadura de filete o automática.	C	44×10^8	69 (700)	El metal base, en el pie de la soldadura.
8.2 Cortante en la garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	150×10^{10}	55 (560)	La raíz de la soldadura de filete; se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11×10^8	31 (315)	En el metal base, en el extremo de la soldadura. Se propaga en el metal base.
8.4 Cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	150×10^{10}	55 (560)	La soldadura en la superficie de falla; se propaga en la soldadura.
8.5 Tornillos de alta resistencia de apriete ajustado, tornillos comunes, barras de anclaje roscadas y barras para colgantes con rosca cortada, “grounded” o laminada. La amplitud de la variación del esfuerzo en el área de tensión debida a carga viva más acción de palanca se considerará cuando corresponda.	G	3.9×10^8	48 (490)	En la raíz de las roscas; se propaga en el sujetador.

Ejemplos ilustrativos típicos
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS
8.1 
8.2 
8.3 
8.4 
8.5 

D.3 Grúas viajeras

D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte

En la tabla D.3.1 se presenta el número estimado de ciclos de diseño para una amplitud uniforme de carga completa a la que va a estar sometida la estructura de soporte, determinado con un análisis de ciclos de servicio de la grúa.

Nota: La clasificación de la estructura según el tipo de servicio proviene de la clasificación para grúas viajeras establecida por asociaciones de fabricantes de grúas.

Nota: Se cuenta con criterios para clasificar las grúas viajeras de acuerdo con la magnitud y frecuencia de la carga en relación con su capacidad. Estos criterios son estimados, por lo que los ciclos de carga para un equipo específico deben ser proporcionados por el fabricante del equipo y el propietario de la estructura.

Tabla D.3.1 Número de ciclos recomendados para el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
SA	20,000	Mantenimiento
SB	40,000	Ligero
SC	100,000	Mediano
SD	400,000	Pesado
SE	1,000,000	Cíclico
SF	> 2,000,000	Continuo

D.3.2 Cargas dinámicas

En el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, tabla D.3.2.

Tabla D.3.2 Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)	Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:			Fuerza de frenado [g]
	Carga máxima por rueda [a]	Carga levantada [b]	Carga total levantada [b] más carro de traslación	Carga total levantada [b] más peso propio de la grúa	Máxima fuerza sobre la rueda de tracción
1. Operada por cabina o radio control	125	40[c]	20	10[c]	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva [d]	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40[e]	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30[c]	20	10[c]	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena [f]	105	—	10	—	10
7. Mono puente	115	—	10	—	10

a) Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.
b) La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.
c) Grúas viajeras en plantas siderúrgicas.
d) Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.
e) Carga levantada incluyendo brazo rígido.
f) Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.
g) Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10% de la carga total sobre toda las ruedas.

APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO

Nota: Los edificios de un piso se utilizan con fines industriales, bodegas y almacenes: también es común su empleo en tiendas de autoservicio, gimnasios y, en general, en todos los casos en que se requieren espacios cubiertos de grandes dimensiones, con el menor número posible de columnas intermedias. En las secciones que siguen se tratan los edificios industriales, pero mucho de lo que se dice en ellas es también aplicable a las otras estructuras de un piso.

Este Apéndice está compuesto por las secciones siguientes:

E.1. Edificios industriales
E.2. Acciones
E.3. Estructuración
E.4. Diseño de las armaduras
E.5. Diseño de las columnas

E.6. Diseño de las columnas
E.7. Análisis

E.1 Edificios industriales

En algunos casos, su función se limita a crear espacios cubiertos adecuados para desarrollar determinadas actividades; en otros, forman parte del proceso industrial que se efectúa en su interior y en construcciones anexas; cuando es así, suelen estar provistos de grúas viajeras, soportadas por la estructura, que modifican y complican el diseño.

E.2 Acciones

Se consideran las de todas las estructuras (cargas gravitacionales, viento, sismo, etc.) más, cuando hay grúas viajeras o equipos especiales, las producidas por su operación. Algunas acciones de tipo general pueden ser más importantes que en construcciones convencionales:

a) **Granizo.** Como el peso propio de la cubierta suele ser pequeño, el granizo constituye una parte muy importante de la carga gravitacional total. Esto es especialmente cierto en cubiertas con pendientes reducidas, o con valles en los que puede acumularse el granizo (dientes de sierra, por ejemplo).

b) **Viento.** Además de presiones, el viento produce succiones en las cubiertas; si éstas son ligeras, la carga neta resulta hacia arriba, lo que puede ocasionar problemas en la cubierta (láminas, largueros) y en la estructura principal; si está formada por armaduras, las acciones en las cuerdas, diagonales y montantes pueden cambiar de signo.

c) **Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras.** Además de su peso, producen acciones dinámicas como impacto, frenaje y cabeceo. El fabricante del equipo proporciona los valores de diseño de estas acciones.

d**) Fatiga.** Puede presentarse, principalmente, en las trabes carril por las que circulas las grúas viajeras y en los elementos de la estructura que las soportan. Su importancia es capital cuando las grúas forman parte del proceso industrial, pues funcionan de manera continua y producen un número muy elevado de ciclos de carga y descarga en poco tiempo.

También hay otros tipos de maquinaria que pueden propiciar este problema.

e) **Temperatura.** Puede presentarse en estructuras con grandes longitudes, por ejemplo 100 m o más. Para tomar en cuenta estos efectos se hará un análisis de temperatura incluyendo todos los elementos que formen la estructura.

E.2.1 Combinaciones de acciones

Se consideran las combinaciones de carga incluidas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones que sean aplicables. Además, cuando el edificio esté provisto de grúas viajeras se añaden combinaciones adicionales en las que se incluyen sus efectos.

E.3 Estructuración

La mayoría de las estructuras que se tratan en este apéndice son de planta rectangular, de longitud varias veces mayor que el ancho. En las paredes longitudinales es posible, casi siempre, colocar elementos estructurales, lo que no sucede en la dirección transversal, pues el claro que se elige es el mínimo requerido para el funcionamiento de la fábrica, almacén, u otro tipo de instalación. También es frecuente que se coloquen una o varias hileras longitudinales de columnas en el interior de la nave, que deben estar libres en toda la altura.

E.3.1 Dirección transversal

En esta dirección se utilizan estructuras de diversos tipos, entre ellas:

a) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, articuladas en la base.

Nota: Este sistema, isostático puede ser adecuado en construcciones sobre terreno de muy baja capacidad de carga, para evitar o reducir los efectos de hundimientos diferenciales de las cimentaciones. La estabilidad se proporciona por medio de contraventeos colocados en las dos direcciones.

b) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, empotradas en la base.

c) Marcos rígidos con cabezal de armadura.

d) Marcos rígidos formados por perfiles I laminados o compuestos por tres placas, de peralte constante o variable.

En cualquiera de los casos anteriores el cabezal puede ser casi horizontal, con pendiente en una sola dirección, o de dos aguas. También se construyen estructuras con varios marcos continuos.

Excepto en el primer caso, los sistemas transversales son estables en su plano y pueden resistir las fuerzas perpendiculares a la dirección longitudinal del edificio, producidas por viento o sismo, pero requieren contraventeo lateral.

E.3.2 Dirección longitudinal

En esta dirección se colocan, en planos verticales, diagonales cruzadas, generalmente de esbeltez elevada (redondos, ángulos) que trabajan sólo en tensión y que, junto con los puntales situados entre ellas, desempeñan múltiples papeles:

a) Proporcionan la rigidez necesaria para que la construcción sea estable en la dirección longitudinal.

b) En combinación con el contraventeo de la cubierta, resisten y transmiten a la cimentación las fuerzas longitudinales producidas por viento o sismo.

c) Reducen la longitud libre de pandeo de las columnas de la fachada; para ello, su longitud se divide en varios tramos, definidos por contraventeos y puntales.

Nota: Esto permite que las columnas se orienten con su mayor resistencia en el plano perpendicular a la fachada, donde no se pueden colocar elementos que reduzcan la longitud libre; desde luego, no puede hacerse lo mismo en columnas interiores, cuando las haya.

d) En todos los casos debe colocarse un puntal corrido en el extremo superior de las columnas, que puede ser una armadura (Figura E.3.1); además de formar parte del contraventeo general de la nave, de él se cuelga la lámina vertical que forma la fachada.

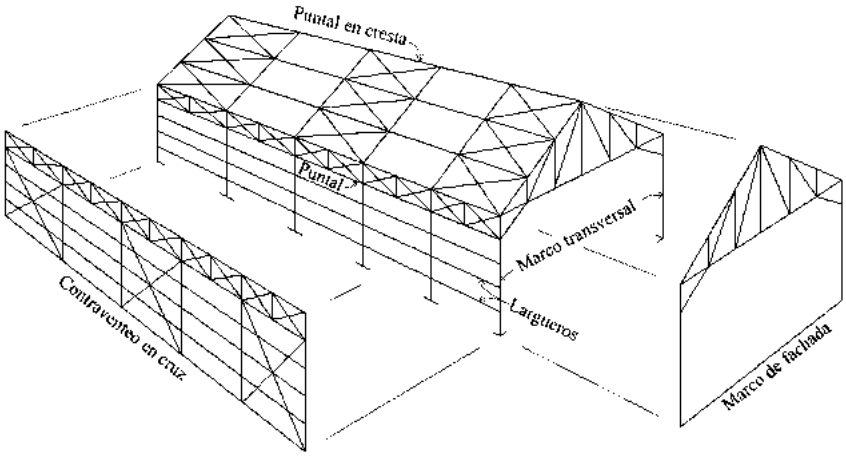


Figura E.3.1 Estructuración general

e) Las armaduras de contraventeo de la cubierta suelen ser dos, formadas por puntales y diagonales colocados, en general, entre las cuerdas de las dos primeras armaduras transversales (Figura E.3.2). Pueden estar en las dos cuerdas, superior o inferior, o en cualquiera de ellas.

f) Proporcionan soporte lateral a las cuerdas de las dos primeras armaduras y, partiendo de ellas, a todas las intermedias; pueden utilizarse elementos esbeltos, que sólo trabajan en tensión, ya que están anclados en los dos extremos.

g) Cuando estén en una sola cuerda, deben tomarse medidas para que sirvan también para dar soporte lateral a la otra.

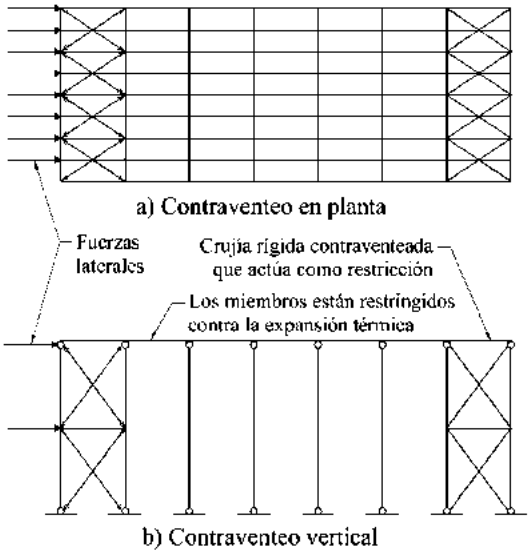


Figura E.3.2 Contraventeo en las crujías extremas

h) Si se quieren reducir los efectos de los cambios de temperatura, se puede contraventear la o las crujías centrales, para permitir que la longitud de la estructura cambie sin restricciones (Figura E.3.3), con el inconveniente de que para dar soporte lateral a las armaduras restantes deben emplearse elementos que puedan trabajar en compresión.

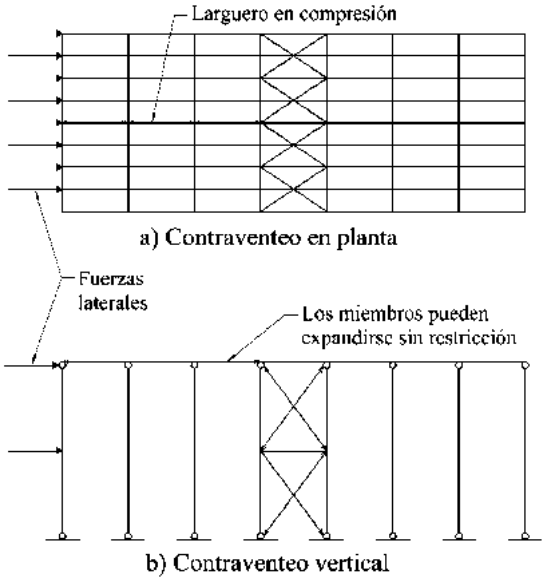


Figura E.3.3 Contraventeo en la crujía central

i) En edificios muy largos conviene colocar contraventeos cada cuatro o cinco crujías.

j) Cuando no puedan colocarse contraventeos en las paredes, porque interfieran con la operación de la planta industrial, pueden sustituirse por marcos rígidos, colocados en las paredes longitudinales, que proporcionan la rigidez y resistencia necesarias.

E.4 Diseño de las armaduras

Se supone que los elementos que componen las armaduras están articulados entre sí; si las cargas están aplicadas en los nudos, cuerdas, diagonales y montantes trabajan en tensión o compresión puras.

Sin embargo, en las armaduras modernas las cuerdas pasan corridas a través de los nudos, las diagonales y montantes se unen a ellas con soldadura o tornillos y, a veces, con placas de nudo, sus ejes no coinciden en el mismo punto, y no todas las cargas están aplicadas en nudos.

Como consecuencia de lo anterior, deben considerarse tres fenómenos adicionales:

a) Esfuerzos secundarios. La rigidez de los nudos obliga a que los ángulos entre los extremos de las barras que concurren en ellos se conserven sin cambio cuando la armadura se deforma, las barras se flexionan, lo que crea esfuerzos adicionales, a los que se ha llamado "secundarios".

Estos esfuerzos se desprecian en el diseño de las armaduras de cubierta de forma y dimensiones ordinarias, pero pueden ser importantes cuando las placas de nudo son de grandes dimensiones y los miembros muy robustos (lo que sucede, con más frecuencia, en puentes). Cuando es así, las armaduras se analizan y diseñan como "marcos rígidos", con miembros sujetos a fuerza axial, flexión y cortante combinados.

b) Cargas fuera de los nudos. La cuerda cargada (generalmente la superior) se analiza como una viga continua apoyada en los nudos, y las reacciones se aplican en ellos, además de las cargas directas; la armadura se analiza como si los nudos estuviesen articulados, y todos los miembros se diseñan en tensión o compresión, excepto la cuerda, en la que se consideran los momentos determinados en el análisis como viga continua.

Cuando hay cargas importantes colgadas de la cuerda inferior fuera de los nudos, debidas al proceso industrial, conviene puntearlas con una viga que recibe la carga y la transmite a los nudos.

c) Excentricidades en las juntas. Por las dimensiones reales de las piezas, en muchos casos no se puede lograr que los ejes de todas las barras que concurren en un nudo se intercepten en el mismo punto. Esto ocasiona un momento que, cuando es significativo, se distribuye entre cuerdas y elementos del alma, en proporción a sus rigideces I/L.

Las cuerdas se diseñan con la esbeltez más grande, en el plano de la armadura, o fuera de él. La longitud libre es, en el primer caso, la distancia entre nudos y, en el segundo, la distancia entre puntos soportados lateralmente, que suele ser igual a la longitud de dos o tres tableros.

E.5 Diseño de las columnas

Cuando el edificio no tiene grúas viajeras su diseño es como el de cualquier otra columna, considerando la longitud libre de pandeo en dos direcciones ortogonales.

Cuando soportan grúas viajeras se utilizan geometrías como las de la figura E.5.1; la grúa se apoya en un punto intermedio, y la columna se prolonga hacia arriba para recibir la cubierta.

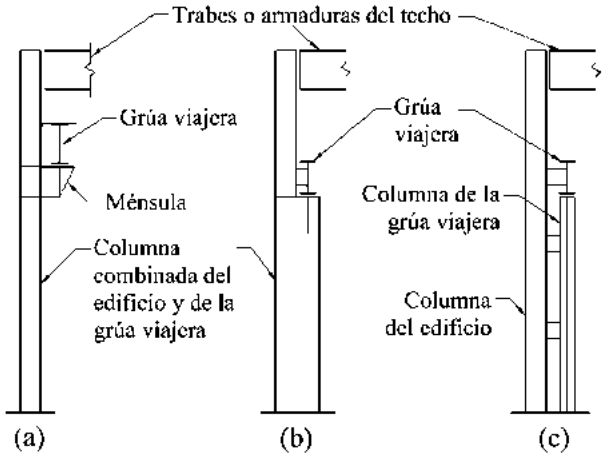


Figura E.5.1 Distintos tipos de columnas con grúas viajeras

E.6 Diseño por sismo

E.6.1 Dirección longitudinal

Si la resistencia y rigidez son proporcionadas por contraventeos esbeltos, que solo trabajan en tensión, el análisis debe ser elástico lineal, sin incluir las diagonales que trabajarían en compresión.

Se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario (Q = 1), dado que al sobrepasar el límite elástico se tendrían deformaciones permanentes importantes y, además, estos sistemas tienen una capacidad de energía muy reducida, por lo que su respuesta debe ser elástica.

Si la rigidez se proporciona con marcos rígidos se emplearán factores Q definidos en la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

E.6.2 Dirección transversal

El factor Q depende del sistema estructural que se utilice en esta dirección.

E.7 Análisis

Se utiliza alguno de los métodos del Capítulo 2.

Cuando el terreno sea muy deformable, se tendrá en cuenta la interacción suelo estructura, sobre todo cuando las columnas se apoyen en zapatas aisladas, sin trabes de liga ni contratrabes, lo que tiende a crear una condición de apoyo parcialmente restringido.

APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO

F.1 Aspectos generales

El análisis sísmico de las estructuras de acero se realizará con alguno de los métodos descritos en los Capítulos 2, 6 y 7 y en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Cuando se utilicen métodos de análisis dinámico no lineal, el modelo matemático de la estructura incluirá directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen; para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas en las secciones en las que pueden aparecer al formarse el mecanismo de colapso, principalmente, aunque no exclusivamente, en las bases de las columnas y los extremos de las vigas. Se supondrá que la respuesta del resto de la estructura es elástico lineal.

F.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas

Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la Figura F.2.1, con los parámetros a, b y c definidos en las tablas F.2.1 y F.2.2.

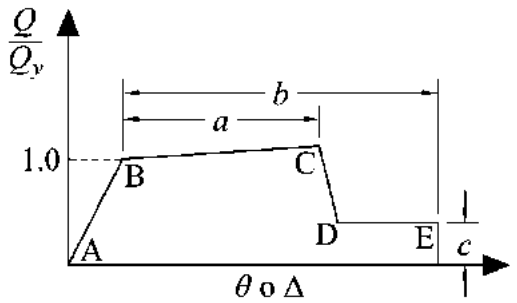


Figura F.2.1 Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona BC una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica.

Los parámetros Q y Q_y de la Figura F.2.1 son los componentes generalizados de la carga y de la resistencia esperada.

En vigas y columnas, θ es la rotación total, suma de la elástica y la plástica, y θ_y la rotación en el inicio del flujo plástico; Δ y Δ_y tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

Con las ecuaciones F.2.1 y F.2.2 se calcula la rotación de fluencia, θ_y, cuando el punto de inflexión aparece en la mitad de la longitud de viga o columna:

Vigas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \qquad \text{(F.2.1)}$$

Columnas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c}\left(1-\frac{P}{P_{ye}}\right) \qquad \text{(F.2.2)}$$

A_t área total de la sección transversal del miembro
F_{ye} esfuerzo de fluencia esperado
I momento de inercia
l_b longitud de la viga
l_c longitud de la columna
P fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal
P_{ye} fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$.
Z módulo de sección plástico

En todos los casos deberá comprobarse que los programas de computadora utilizados en el análisis incorporen elementos para representar las articulaciones plásticas semejantes a los que se describen aquí.

Tabla F.2.1 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales

	Parámetros para el modelo			**Criterio de aceptación**	
	Ángulo de rotación plástica, radianes		**Relación de resistencia residual**	**Ángulo de rotación plástica, radianes**	
Componente o acción	a	b	c	**Servicio**	**Colapso**
Vigas en flexión					
a. $\frac{b_p}{2t_p} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_a} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_p}{2t_p} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_a} \ge 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				
Columnas en flexión [a, b]					
Para $P/P_{CL} < 0.2$					

Componente o acción	Parámetros para el modelo: Ángulo de rotación plástica, radianes		Parámetros para el modelo: Relación de resistencia residual	Criterio de aceptación: Ángulo de rotación plástica, radianes	
	a	b	c	Servicio	Colapso
a. $\frac{b_p}{2t_p} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_a} \le 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_p}{2t_p} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_a} \ge 2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				
Para $0.2 \le P/P_{CL} \le 0.5$					
a. $\frac{b_p}{2t_p} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_a} \le 1.53\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	– [c]	– [d]	0.2	$0.25\theta_y$	– [d]
b. $\frac{b_p}{2t_p} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_a} \ge 2.35\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$
c. Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				

[a] Las columnas de marcos rígidos o contraventeados, pueden diseñarse para la fuerza máxima transmitida por los miembros conectados. Si la columna es rectangular o cuadrada, se sustituye $b_p/2t_p$ por b/t, 0.3 por 0.65 y 0.38 por 1.12.
[b] Las columnas con $P/P_{CL} > 0.5$ se consideran controladas por la fuerza.
[c] Rotación plástica = $11\left(1-5/3\,P/P_{CL}\right)\theta_y$ en el plano de flexión.
[d] Rotación plástica = $17\left(1-5/3\,P/P_{CL}\right)\theta_y$ en el plano de flexión.

Tabla F.2.2 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales
Acciones axiales

Componente o acción	Parámetros para el modelo: Ángulo de rotación plástica, radianes		Parámetros para el modelo: Relación de resistencia residual	Criterio de aceptación: Ángulo de rotación plástica, radianes	
	a	b	c	Servicio	Colapso
Contraventeos en compresión (excepto contraventeos excéntricos) [a]					
a. Esbeltos $\frac{KL}{r} \ge 4.2\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	$0.5\Delta_c$	$10\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$10\Delta_c$

	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación	
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes	
Componente o acción	a	b	c	**Servicio**	**Colapso**
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$
3. HSS y tubos	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$
4. Ángulos sencillos	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$
b. Compactos [b] $\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$
3. HSS y tubos	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$
c. Intermedio	Se utilizan los valores obtenidos de una interpolación lineal entre esbeltos y compactos.				

[a] Δ_c deformación axial bajo la carga de pandeo esperada.
[b] Los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación son válidos para secciones rellenas con concreto o de ductilidad alta, de acuerdo con la tabla 12.1.2. Cuando el contraventeo es sección tipo 3, de acuerdo con la tabla 3.2.2, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5. Para relaciones ancho/grueso intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre las relaciones ancho/grueso de ductilidad alta y de sección tipo 3.

APÉNDICE G. DOCUMENTOS DE CONSULTA

Las disposiciones de esta Norma pueden ser complementadas por las versiones vigentes de los siguientes documentos de referencia. En caso de discrepancia entre las disposiciones de esta Norma y los documentos de referencia enlistados, regirán las disposiciones de la presenta Norma.

AC1 318 “Requisitos del código de construcción para concreto estructural”

AISC “Guías de diseño”

AISC 303 “Código de práctica estándar para edificios y puentes de acero estructural”

AISC 325 “Manual de construcción en acero”

AISC 341 “Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural”

AISC 360 “Especificación para edificios de acero estructural”

AISC 358 “Conexiones precalificadas para marcos rígidos de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas”

ASCE 41-13 “Evaluación y actualización sísmica de edificios existentes”

AWS D1.1 “Código de soldadura estructural en acero”

AWS D1.4 “Código para soldadura estructural. Acero de refuerzo”

AWS D1.8 “Código para soldadura estructural. Diseño Sísmico”

CSA S16 “Diseño de estructuras de acero”

IMCA “Código de prácticas generales para estructuras de acero”

IMCA “Especificaciones para construcciones de acero estructural”

IMCA “Manual de construcción en acero”

RCSC “Especificación para juntas estructurales que usan tornillos de alta resistencia”

G.1 Significado de las abreviaturas

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero)
ASCE	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
AWS	American Welding Society (Sociedad Americana de la Soldadura)
CSA	Canadian Standards Association (Asociación canadiense de estandarización)
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
RCSC	Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales)

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ÍNDICE

NOTACIÓN

DEFINICIONES

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades
1.3 Criterios de diseño
1.3.1 Estados límite de falla
1.3.2 Estados límite de servicio
1.3.3 Diseño por durabilidad

2. MATERIALES
2.1 Concreto
2.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2
2.1.2 Resistencia a compresión
2.1.3 Resistencia a tensión
2.1.4 Módulo de elasticidad
2.1.5 Contracción por secado
2.1.6 Flujo plástico
2.2 Acero

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO
3.1 Estructuración
3.1.1 Sistema estructural resistente a fuerzas gravitacionales y sísmicas
3.1.2 Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas
3.2 Análisis
3.2.1 Aspectos generales
3.2.1.1 Análisis lineal
3.2.1.2 Análisis no lineal
3.2.2 Efectos de esbeltez
3.2.2.1 Conceptos generales
3.2.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes
3.2.2.3 Análisis de segundo orden
3.3 Análisis de losas
3.3.1 Método de análisis
3.3.2 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas
3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes
3.3.4 Cargas lineales
3.3.5 Cargas concentradas
3.4 Análisis de losas planas
3.4.1 Consideraciones generales
3.4.2 Análisis aproximado por carga vertical
3.4.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
3.4.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos
3.4.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales
3.4.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
3.4.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos
3.4.4 Transmisión de momento entre losa y columnas
3.5 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión
3.6 Modelado de las articulaciones plásticas
3.6.1 A partir de diagramas momento curvatura
3.6.2 A partir de diagramas experimentales momento rotación
3.7 Factores de resistencia
3.8 Dimensiones de diseño
3.9 Revestimientos

4. REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.1 Disposiciones generales
4.1.1 Requisitos básicos
4.1.2 Requisito complementario
4.1.3 Tipos de cemento
4.2 Clasificación de exposición
4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2
4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C
4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D
4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos
4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión
4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión
4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión
4.8.2 Restricciones en el contenido de sulfato
4.8.3 Restricciones sobre otras sales
4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo
4.9.1 Disposición general
4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto
4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión
4.10 Reacción álcali-agregado

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA
5.1 Flexión
5.1.1 Requisitos generales
5.1.1.1 Falla balanceada en secciones rectangulares
5.1.1.2 Ancho efectivo en secciones L y T
5.1.2 Dimensionamiento
5.1.3 Resistencia a flexión
5.1.4 Refuerzo a flexión
5.1.4.1 Refuerzo mínimo
5.1.4.2 Refuerzo máximo
5.1.4.3 Detallado
5.2 Flexocompresión
5.2.1 Requisitos generales
5.2.2 Dimensionamiento
5.2.2.1 Excentricidad mínima
5.2.3 Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones
5.2.4 Refuerzo a flexocompresión
5.2.4.1 Detallado
5.3 Fuerza cortante
5.3.1 Requisitos generales
5.3.2 Dimensionamiento
5.3.3 Resistencia a fuerza cortante
5.3.3.1 Fuerza cortante que toma el concreto
5.3.3.1a Elementos sin presfuerzo
5.3.3.1b Elementos anchos
5.3.3.1c Elementos sujetos a flexión y carga axial
5.3.3.1d Elementos presforzados
5.3.3.2 Método detallado para cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto
5.3.3.2a Alcance
5.3.3.2b Elementos sin presfuerzo sometidos únicamente a cortante y flexión
5.3.3.2c Elementos sometidos a compresión axial
5.3.3.2d Elementos sujetos a tensión axial significativa
5.3.3.2e Elementos de sección circular
5.3.3.3 Resistencia a fuerza cortante por fricción
5.3.3.3a Requisitos generales
5.3.3.3b Requisitos de diseño
5.3.3.3c Tensiones normales al plano crítico
5.3.4 Limitación para la fuerza cortante de diseño
5.3.5 Refuerzo para fuerza cortante
5.3.5.1 Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo
5.3.5.2 Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo
5.3.5.3 Refuerzo en vigas y columnas con presfuerzo

5.3.5.4 Refuerzo mínimo para vigas con presfuerzo
5.3.5.5 Detallado
5.3.5.5a Estribos de suspensión
5.3.5.5b Vigas con tenciones perpendiculares a su eje
5.3.5.5c Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal
5.3.5.5d Refuerzo longitudinal en trabes
5.3.6 Fuerza cortante en losas y zapatas
5.3.6.1 Resistencia a fuerza cortante en losas y zapatas
5.3.6.2 Sección crítica
5.3.6.3 Esfuerzo cortante de diseño
5.3.6.4 Resistencia de diseño del concreto
5.3.6.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante
5.4 Torsión
5.4.1 Requisitos generales
5.4.1.1 Cálculo del momento torsionante de diseño
5.4.1.1a Cuando afecta directamente al equilibrio
5.4.1.1b Cuando no afecta directamente al equilibrio
5.4.1.1c Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática
5.4.2 Casos en que puede despreciarse la torsión
5.4.3 Resistencia a torsión
5.4.4 Refuerzo por torsión
5.4.4.1 Refuerzo mínimo
5.4.4.2 Detallado del refuerzo
5.5 Aplastamiento
5.5.1 Requisitos generales
5.5.2 Dimensionamiento
5.5.3 Resistencia al aplastamiento

6. LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS
6.1 Anclaje
6.1.1 Requisito general
6.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión
6.1.2.1 Barras rectas
6.1.2.2 Barras con dobleces
6.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión
6.1.4 Anclaje del refuerzo transversal
6.1.5 Anclaje de malla de alambre soldado
6.1.6 Requisitos adicionales
6.1.6.1 Vigas y muros
6.1.6.2 Columnas
6.2 Revestimientos
6.3 Tamaño máximo de agregados
6.4 Paquete de barras
6.5 Dobleces del refuerzo
6.6 Uniones del refuerzo
6.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión
6.6.1.1 Requisitos generales
6.6.1.2 Traslapes
6.6.1.3 Anclajes mecánicos
6.6.1.4 Uniones soldadas o mecánicas
6.6.1.5 Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta
6.6.1.6 Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta
6.6.2 Uniones de barras sujetas a compresión
6.6.3 Uniones de malla de alambre soldado
6.7 Refuerzo por cambios volumétricos
6.8 Separación entre barras de refuerzo
6.9 Inclusiones

7. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA
7.1 Requisitos especiales
7.1.1 Características mecánicas de los materiales
7.1.1.1 Concreto

7.1.1.2 Acero de refuerzo
7.1.2 Elementos prefabricados
7.2 Vigas
7.2.1 Requisitos generales
7.2.2 Refuerzo mínimo a flexión
7.2.3 Refuerzo máximo a flexión
7.2.4 Refuerzo por tensión diagonal
7.2.5 Pandeo lateral
7.2.6 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas
7.2.7 Vigas de sección compuesta
7.2.7.1 Conceptos generales
7.2.7.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal
7.2.7.3 Efectos de la fuerza cortante vertical
7.3 Columnas
7.3.1 Geometría
7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas
7.3.3 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo
7.3.4 Requisitos para refuerzo transversal
7.3.4.1 Criterio general
7.3.4.2 Separación
7.3.4.3 Detallado
7.3.4.4 Columnas zunchadas
7.4 Muros
7.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
7.4.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas
7.4.1.2 Refuerzo mínimo
7.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
7.4.2.1 Alcances y requisitos generales
7.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño
7.4.2.3 Flexión y flexocompresión
7.4.2.4 Fuerza cortante
7.4.2.5 Muros acoplados
7.5 Losas apoyadas en su perímetro
7.5.1 Peralte mínimo
7.5.2 Revisión de la resistencia a fuerza cortante
7.5.3 Losas que trabajan en una dirección
7.5.4 Losas encasetonadas
7.5.5 Sistemas de piso prefabricados
7.6 Losas planas
7.6.1 Requisitos generales
7.6.2 Transmisión de momento entre losa y columnas
7.6.3 Dimensionamiento del refuerzo para flexión
7.6.4 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo
7.6.5 Secciones críticas para momento
7.6.6 Distribución de los momentos en las franjas
7.6.7 Efecto de la fuerza cortante
7.6.8 Peraltes mínimos
7.6.9 Dimensiones de los ábacos
7.6.10 Aberturas
7.7 Conexiones
7.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas
7.7.2 Resistencia del concreto en las intersecciones
7.7.3 Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo
7.7.4 Conexiones prefabricadas
7.8 Diafragmas y elementos a compresión
7.8.1 Alcance
7.8.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados
7.8.3 Espesor mínimo del firme
7.8.4 Diseño
7.8.5 Refuerzo
7.8.6 Elementos de refuerzo
7.9 Elementos estructurales en cimentaciones

7.9.1 Alcance
7.9.2 Análisis y diseño
7.9.3 Zapatas
7.9.3.1 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado
7.9.3.2 Diseño por flexión
7.9.3.3 Diseño por cortante
7.9.3.4 Anclaje
7.9.3.5 Diseño por aplastamiento
7.9.3.6 Cortante por penetración
7.9.4 Contratrabes y trabes de liga
7.9.4.1 Dimensiones mínimas
7.9.4.2 Uniones con otros elementos
7.9.5 Losas de cimentación
7.9.6 Pilas y pilotes
7.9.6.1 Pilas y pilotes en tensión
7.9.6.2 Refuerzo longitudinal en pilas y pilotes
7.9.6.3 Refuerzo transversal en pilas y pilotes
7.9.6.4 Elementos clasificados como columnas
7.9.6.5 Conexión con otros elementos estructurales

8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA
8.1 Requisitos especiales
8.1.1 Características mecánicas de los materiales
8.1.1.1 Concreto
8.1.1.2 Acero de refuerzo
8.2 Vigas
8.2.1 Requisitos geométricos
8.2.2 Refuerzo longitudinal
8.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento
8.2.4 Requisitos para fuerza cortante
8.2.4.1 Fuerza cortante de diseño
8.2.4.2.Refuerzo transversal para fuerza cortante
8.3 Columnas
8.3.1 Geometría
8.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas
8.3.2.1 Procedimiento general
8.3.3 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo
8.3.4 Requisitos para fuerza cortante
8.3.4.1 Criterio y fuerza de diseño
8.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia
8.3.4.3 Refuerzo transversal por cortante
8.4 Muros
8.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
8.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
8.4.2.1 Alcances y requisitos generales
8.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño
8.4.2.3 Flexión y flexocompresión
8.4.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros
8.4.2.5 Fuerza cortante
8.4.2.6 Muros acoplados
8.5 Losas apoyadas en su perímetro
8.6 Losas planas
8.7 Conexiones
8.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas
8.7.2 Resistencia del concreto en intersecciones
8.7.3 Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo
8.8 Diafragmas y elementos a compresión
8.8.1 Alcance
8.8.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados
8.8.3 Espesor mínimo del firme
8.8.4 Diseño
8.8.5 Refuerzo

8.8.6 Elementos de refuerzo en los extremos
8.9 Elementos en cimentaciones

9. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA
9.1 Requerimientos especiales
9.2 Vigas
9.2.1 Requisitos geométricos
9.2.2 Refuerzo longitudinal
9.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento
9.2.4 Requisitos para fuerza cortante
9.3 Columnas
9.3.1 Requisitos geométricos
9.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas
9.3.3 Refuerzo longitudinal
9.3.4 Requisitos para fuerza cortante
9.3.4.1 Criterio y fuerza de diseño
9.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia
9.3.4.3 Refuerzo transversal por cortante
9.4 Muros
9.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
9.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
9.4.2.1 Alcances y requisitos generales
9.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño
9.4.2.3 Flexocompresión
9.4.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muro
9.4.2.5 Fuerza cortante
9.5 Losas apoyadas en su perímetro
9.6 Losas planas
9.7 Conexiones viga-columna
9.7.1 Requisitos generales
9.7.2 Refuerzo transversal horizontal
9.7.3 Refuerzo transversal vertical
9.7.4 Resistencia a fuerza cortante
9.7.5 Anclaje del refuerzo longitudinal
9.7.5.1 Barras que terminan en el nudo
9.7.5.2 Barras continuas a través del nudo
9.7.6 Resistencia del concreto en las intersecciones
9.8 Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna
9.8.1 Requisitos generales
9.8.2 Refuerzo longitudinal de las vigas
9.8.3 Resistencia mínima a flexión de columnas
9.8.4 Uniones viga-columna
9.9 Diafragmas y elementos a compresión
9.9.1 Alcance
9.9.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados
9.9.3 Espesor mínimo del firme
9.9.4 Diseño
9.9.5 Refuerzo
9.9.6 Elementos de refuerzo en los extremos
9.9.7 Elementos de cimentaciones

10. CASOS EN LOS QUE NO APLICA LA TEORÍA GENERAL DE FLEXIÓN (ELEMENTOS CON DISCONTINUIDADES)
10.1 Ménsulas
10.1.1 Requisitos generales
10.1.2 Dimensionamiento del refuerzo
10.1.3 Detallado del refuerzo
10.1.4 Área de apoyo
10.2 Vigas con apoyos no monolíticos
10.2.1 Vigas con extremos completos
10.2.1.1 Refuerzo del extremo completo
10.2.2 Vigas con extremos recortados
10.2.2.1 Requisitos geométricos

10.2.2.2 Refuerzo del extremo recortado
10.2.2.3 Anclaje del refuerzo del extremo recortado
10.2.2.4 Detallado
10.3 Vigas de gran peralte
10.3.1 Resistencia a flexión de vigas de gran peralte
10.3.2 Disposición del refuerzo por flexión
10.3.3 Fuerza cortante en vigas de gran peralte
10.3.3.1 Sección crítica
10.3.3.2 Fuerza cortante que toma el concreto
10.3.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal
10.3.3.4 Refuerzo mínimo
10.3.3.5 Limitaciones para V_u
10.3.4 Disposición del refuerzo por fuerza cortante
10.3.5 Revisión de las zonas a compresión
10.3.6 Dimensionamiento de los apoyos
10.3.7 Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

11. ELEMENTOS PRESFORZADOS
11.1 Introducción
11.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo
11.2 Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presforzados
11.3 Estados límite de falla
11.3.1 Flexión y flexocompresión
11.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión
11.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión
11.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión
11.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión
11.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión
11.3.2 Fuerza cortante
11.3.3 Pandeo debido al presfuerzo
11.3.4 Torsión
11.4 Estados límite de servicio
11.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto
11.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto en transferencia
11.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el concreto bajo cargas de servicio
11.4.1.3 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo
11.4.1.4 Deflexiones
11.4.2 Elementos parcialmente presforzados
11.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto
11.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo
11.4.2.3 Deflexiones
11.4.2.4 Agrietamiento
11.5 Pérdidas de presfuerzo
11.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados
11.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados
11.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo
11.5.4 Indicaciones en planos
11.6 Requisitos complementarios
11.6.1 Zonas de anclaje
11.6.1.1 Geometría
11.6.1.2 Refuerzo
11.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios
11.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo
11.6.3 Anclajes y acopladores para postensado
11.6.4 Revisión de los extremos con continuidad
11.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado
11.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno
11.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno
11.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos
11.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado
11.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo
11.6.6.1Separación libre horizontal entre alambres y entre torones

11.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos y postensado
11.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones
11.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado
11.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado
11.6.7 Protección contra corrosión
11.6.8 Resistencia al fuego
11.6.9 Ductos para postensado
11.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo
11.7 Losas postensadas con tendones no adheridos
11.7.1 Requisitos generales
11.7.1.1 Definiciones
11.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas
11.7.1.3 Losas apoyadas en vigas
11.7.1.4 Factores de reducción
11.7.2 Estados límite de falla
11.7.2.1 Flexión
11.7.2.2 Fuerza cortante
11.7.3 Sistemas de losas postensadas-columnas bajo sismo
11.7.4 Estados límite de servicio
11.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto
11.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo
11.7.4.3 Deflexiones
11.7.4.4 Agrietamiento
11.7.4.5 Corrosión
11.7.4.6 Resistencia al fuego
11.7.5 Zonas de anclaje

12. CONCRETOS ESPECIALES
12.1 Definición
12.2 Concreto de alta resistencia
12.2.1 Empleo de concretos de alta resistencia
12.2.1.1 Disposiciones generales
12.2.1.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia
12.2.2 Propiedades mecánicas
12.2.2.1 Módulo de elasticidad
12.2.2.2 Resistencia a tensión
12.2.3 Contracción por secado
12.2.4 Flujo plástico
12.3 Concreto autocompactante
12.3.1 Alcance
12.3.2 Diseño estructural
12.3.3 Propiedades de los materiales
12.3.3.1 Cemento
12.3.3.2 Agregados
12.3.3.3 Aditivos
12.3.4 Propiedades del concreto autocompactante
12.3.5 Composición
12.3.6 Consistencia
12.3.7 Propiedades mecánicas
12.3.7.1 Resistencia a compresión
12.3.7.2 Módulo de elasticidad
12.3.7.3 Resistencia a fuerza cortante
12.3.8 Contracción por secado
12.3.9 Flujo plástico
12.4 Concreto ligero
12.4.1 Requisitos generales
12.4.2 Requisitos complementarios
12.5 Concretos reforzados con fibras
12.5.1 Alcance
12.5.2 Propiedades de los materiales
12.5.2.1 Fibras
12.5.2.2 Concreto

12.5.3 Criterios de diseño
12.5.4 Propiedades mecánicas
12.5.4.1 Resistencia a compresión
12.5.4.2 Resistencia a tensión
12.5.4.3 Resistencia a flexión
12.5.4.4 Tenacidad en flexión
12.5.4.5 Desempeño bajo cargas dinámicas
12.5.5 Contracción por secado y flujo plástico
12.5.6 Resistencia a congelación-deshielo
12.5.7 Resistencia a abrasión/cavitación/erosión
12.6 Concreto lanzado
12.6.1 Proceso de lanzado
12.6.1.1 Proceso de mezcla seca
12.6.1.2 Proceso de mezcla húmeda
12.6.2 Comparación de los procesos
12.6.2.1Concreto lanzado con agregado grueso
12.6.3 Propiedades
12.6.3.1 Resistencia a compresión
12.6.3.2 Propiedades a flexión
12.6.3.3 Resistencia a la adherencia
12.6.3.4 Contracción por secado
12.6.3.5 Absorción y volumen de vacíos permeables
12.6.3.6 Otras propiedades
12.7 Concretos reciclados
12.7.1 Requisitos generales
12.7.2 Requisitos para el agregado grueso reciclado
12.7.3 Durabilidad
12.7.4 Diseño estructural

13. CONCRETO SIMPLE
13.1 Limitaciones
13.2 Juntas
13.3 Métodos de diseño
13.4 Esfuerzos de diseño

14. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
14.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio
14.2 Deflexiones
14.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección
14.2.1.1 Deflexiones inmediatas
14.2.1.2 Deflexiones diferidas
14.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección
14.4 Vibración
14.4.1 Criterio general
14.4.2 Percepción humana
14.5 Resistencia al fuego

15. CONSTRUCCIÓN
15.1 Cimbra
15.1.1 Disposiciones generales
15.1.2 Descimbrado
15.2 Acero
15.2.1 Disposiciones generales
15.2.2 Control de obra
15.2.3 Requisitos y control de calidad de unas uniones soldadas
15.2.3.1 Requisitos
15.2.3.2 Control de calidad
15.2.4 Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos
15.2.4.1 Requisitos
15.2.4.2 Control de calidad
15.2.5 Extensiones futuras
15.3 Concreto

15.3.1 Materiales componentes
15.3.2 Elaboración del concreto
15.3.3 Requisitos y control del concreto fresco
15.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido
15.3.4.1 Resistencia media de diseño de la mezcla
15.3.4.2 Resistencia a compresión
15.3.4.3 Módulo de elasticidad
15.3.5 Transporte
15.3.6 Colocación y compactación
15.3.7 Temperatura
15.3.8 Morteros aplicados neumáticamente
15.3.9 Curado
15.3.10 Juntas de colado
15.3.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto
15.4 Requisitos para concreto presforzado
15.4.1 Practicas de construcción
15.4.2 Lechada para tendones adheridos
15.4.3 Tendones de presfuerzo
15.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo
15.5 Requisitos para estructuras prefabricadas
15.6 Tolerancias
15.6.1 Tolerancias en elementos colados en sitio
15.6.2 Tolerancias en elementos prefabricados

16. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN
16.1 Definiciones
16.2 Alcance
16.3 Evaluación
16.3.1 Necesidad de evaluación
16.3.2 Proceso de evaluación
16.3.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron
16.3.4 Determinación de las propiedades de los materiales
16.3.5 Clasificación del daño en los elementos de la edificación
16.3.5.1 Modo de comportamiento
16.3.5.2 Magnitud del daño
16.3.6 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación
16.3.6.1 Impacto del daño
16.3.6.2 Edificación sin daño estructural
16.3.6.3 Capacidad remanente
16.3.6.4 Cálculo de la capacidad estructural
16.3.6.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural
16.4 Determinación de la necesidad de rehabilitar
16.4.1 Daño ligero
16.4.2 Daño mayor
16.5 Rehabilitación
16.5.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición
16.5.1.1 Control del acceso
16.5.1.2 Rehabilitación temporal
16.5.1.3 Seguridad durante la rehabilitación
16.5.1.4 Conexión entre los elementos existentes y materiales o elementos nuevos
16.5.2 Generalidades
16.5.2.1 Muros de rigidez
16.5.2.2 Muros de relleno
16.5.2.3 Marcos y contraventeos
16.6 Reparación
16.6.1 Alcance
16.6.2 Reemplazo de concreto
16.6.3 Reparación de grietas mediante inyección de resina epóxica
16.6.4 Reparación de daños por corrosión
16.7 Pruebas al concreto
16.7.1 Pruebas con esclerómetro
16.7.2 Pruebas con ultrasonido

16.7.3 Pruebas de resistencia por medio de corazones de concreto
16.7.4 Análisis petrográfico
16.7.5 Pruebas de carga
16.8 Reforzamiento
16.8.1 Generalidades
16.8.2 Encamisado de elementos de concreto
16.8.3 Reforzamiento de muros de concreto

APÉNDICE A. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR FACTORES DE REDUCCIÓN Y LAS CANTIDADES MÁXIMAS DE ACERO A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

APÉNDICE B. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES
B.1 Notación
B.2 Introducción
B.3 Definiciones
B.4 Procedimiento de diseño del modelo puntal – tensor
B.5 Resistencia de los puntales
B.6 Resistencia de los tensores
B.7 Resistencia de las zonas nodales

APÉNDICE C. ARCOS Y CASCARONES
C.1 Análisis
C.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas
C.3 Dimensionamiento

APÉNDICE D. DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA QUE TOMAN EN CUENTA EL GRADO DE CONFINAMIENTO DEL CONCRETO Y EL DETERIORO ACUMULADO
D.1 Diagramas momento-curvatura
D.1.1 Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo
D.1.2 Modelo elastoplástico para concreto confinado
D.1.3 Relación esfuerzo-deformación para cargas cíclicas a bajos rangos de deformación
D.1.3.1 Descarga en compresión
D.1.3.2 Descarga en tensión
D.1.3.3 Ramas de recargas
D.1.4 Efecto de la velocidad de la deformación en la curva esfuerzo-deformación
D.2 Diagramas momento rotación
D.3 Deterioro
Referencias Apéndice D

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

NOTACIÓN

A área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa, mm^2 (cm^2)
A_1 área de contacto en la revisión por aplastamiento, mm^2 (cm^2)
A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga, mm^2 (cm^2)
A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
A_{cm} área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño, mm^2 (cm^2)
A_{cp} área de la sección transversal del elemento, incluida dentro del perímetro del elemento de concreto, mm^2 (cm^2)
A_{cr} área de la sección crítica para transmitir cortante entre columnas y losas o zapatas, mm^2 (cm^2)
A_f área del acero de refuerzo principal necesario para resistir el momento flexionante en ménsulas, mm^2 (cm^2)
A_g área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
A_h área de los estribos complementarios horizontales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
A_n área del acero de refuerzo principal necesario para resistir la fuerza de tensión horizontal P_{hu} en ménsulas, mm^2 (cm^2)
A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante en elementos a torsión, mm^2 (cm^2)
A_{oh} área comprendida por el perímetro p_h, mm^2 (cm^2)
A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, mm^2 (cm^2)

A_s' área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, mm^2 (cm^2)
$A_{s,mín}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, mm^2 (cm^2)
A_{sd} área total del acero de refuerzo longitudinal de cada elemento diagonal en vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en un plano, también llamadas vigas de acoplamiento, mm^2 (cm^2)
A_{sh} área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión, mm^2 (cm^2)
A_{sm} área del acero de refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, mm^2 (cm^2)
A_{sp} área del acero de refuerzo que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero de compresión; también, área del acero de presfuerzo en la zona de tensión, mm^2 (cm^2)
A_{st} área del acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión, mm^2 (cm^2)
A_t área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s, mm^2 (cm^2)
A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s, y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan, mm^2 (cm^2)
A_v área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia s, mm^2 (cm^2)
A_{vf} área del acero de refuerzo por cortante por fricción, mm^2 (cm^2)
A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h en vigas diafragma, mm^2 (cm^2)
A_{vm} área de acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
A_{vn} área de acero de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
A profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto; también, en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula, mm (cm)
a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m
a_s área transversal de una barra, mm^2 (cm^2)
a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm)
B_e ancho de losa usado para calcular la rigidez a flexión de vigas equivalentes, mm (cm)
B_t ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
B ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, mm (cm)
b' ancho del alma de una sección T, I o L, mm (cm)
b_c dimensión del núcleo de un elemento a flexocompresión, normal al refuerzo de área A_{sh}, mm (cm)
b_e ancho efectivo para resistir fuerza cortante de la unión viga-columna, mm (cm)
b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, mm (cm)
b_v ancho del área de contacto en vigas de sección compuesta, mm (cm)
b_w ancho, ancho promedio del alma o diámetro de la sección circular
C_f coeficiente de deformación axial diferida final
C_m factor definido en el inciso 3.2.2.2 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
C separación o recubrimiento; también, profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión; o también, en muros, la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial de diseño y el momento resistente (igual al momento último resistente con factor de resistencia unitario) y consistente con el desplazamiento lateral de diseño, δ_u, mm (cm)
c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
D diámetro de una columna, mm (cm)
D_p diámetro de un pilote en la base de la zapata, mm (cm)
D peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)
d' distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión, mm (cm)
d_b diámetro nominal de una barra, mm (cm)
d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, mm (cm)
d_p distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, mm (cm)
d_s distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo longitudinal ordinario a tensión, mm (cm)
E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm^2)
E_L módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm^2)
E_s módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm^2)
E base de los logaritmos naturales
e_x excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
e_y excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
F_{ab} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

F_{as} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente
F_R factor de resistencia
f_b esfuerzo de aplastamiento permisible, MPa (kg/cm^2)
f_c' resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_c" magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
$\overline{f_c}$ resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm^2)
f_c resistencia nominal del concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_{ci}' resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, MPa (kg/cm^2)
f_{cp} esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo, después de todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma y el patín, MPa (kg/cm^2)
f_d esfuerzo a tensión producido por carga muerta en la fibra extrema de la sección
$\overline{f_f}$ resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm^2)
f_f resistencia nominal del concreto a flexión, MPa (kg/cm^2)
f_{pc} esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo, en el centro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el patín cuando el centro está localizado dentro del patín. En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centro de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín cuando el centro se encuentra dentro del patín, debido tanto al presfuerzo como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente
f_{pe} esfuerzo de compresión en el concreto, debido sólo a las fuerzas efectivas del presfuerzo, una vez ocurridas las pérdidas de presfuerzo
f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, MPa (kg/cm^2)
f_{se} esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm^2)
f_{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento, MPa (kg/cm^2)
f_{sr} esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm^2)
$\overline{f_t}$ resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm^2)
f_t resistencia nominal del concreto a tensión, MPa (kg/cm^2)
f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm^2)
f_{yh} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, MPa (kg/cm^2)
f_{yp} esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm^2)
f_{yt} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir torsión, MPa (kg/cm^2)
f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir fuerza cortante, MPa (kg/cm^2)
H longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
H ' longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión, mm (cm)
H_{cr} altura crítica de un muro, mm (cm)
H_m altura total de un muro, mm (cm)
H_s altura del segmento de un muro, mm (cm)
H peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, mm (cm)
h_i altura del entrepiso i, medida entre ejes
h_1 distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión, mm (cm)
h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, mm (cm)
h_s, h_p peralte de viga secundaria y principal, respectivamente, mm (cm)
I_1, I_2, I_3 momentos de inercia para calcular deflexiones inmediatas, mm^4 (cm^4)
I_{ag} momento de inercia de la sección transformada agrietada, mm^4 (cm^4)
I_e momento de inercia efectivo, mm^4 (cm^4)
I_g momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm^4 (cm^4)
I_p índice de presfuerzo
J_c parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento entre columnas y losas o zapatas, mm^4 (cm^4)
K coeficiente de fricción por desviación accidental por metro de tendón, 1/m
K_{tr} índice de refuerzo transversal, mm (cm)
K factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión; también, coeficiente para determinar el peralte mínimo en losas planas
L claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, mm (cm)
L_d longitud de desarrollo, mm (cm)

L_{db} longitud básica de desarrollo, mm (cm)
L_m longitud horizontal del muro, mm (cm)
L_s longitud de un segmento de un muro mm (cm)
l_1, l_2 claros centro a centro en cada dirección principal para determinar el refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, m
M momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
M_1 menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones alejadas de las columnas, demanda de momento flexionante en la cara de la columna (sección 1) debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
M_2 mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes resistentes asociados a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
M_{1b}, M_{2b} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2, producidos por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{1s}, M_{2s} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2, producidos por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{a1}, M_{a2} en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis, N-mm (kg-cm)
M_{ag} momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
M_c momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez, N-mm (kg-cm)
M_{CRe} momento de agrietamiento de la sección debido a cargas externas, N-mm (kg-cm)
M_e momento flexionante resistente de la columna al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno, N-mm (kg-cm)
M_g momento flexionante resistente de la viga al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno y esfuerzo de fluencia igual a 1.25 f_y, N-mm (kg-cm)
M_m
$M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, N-mm (kg-cm)
M_R momento flexionante resistente de diseño, N-mm (kg-cm)
M_{Rp} momento flexionante resistente suministrado por el acero presforzado, N-mm (kg-cm)
M_{Rr} momento flexionante resistente suministrado por el acero ordinario, N-mm (kg-cm)
M_{Rx} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
M_{Ry} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
M_u momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)
M_{ux} momento flexionante de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
M_{uy} momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
M relación entre claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata:

$$m = \frac{a_1}{a_2}$$

N_c fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio, N (kg)
N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico en la revisión por fuerza cortante por fricción, N (kg)
N número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento
P carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, N (kg)
P_0 valor de la fuerza que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada P_x en el tendón postensado, N (kg)
P_c carga axial crítica, N (kg)
P_{hu} fuerza de tensión horizontal de diseño en ménsulas, N (kg)
P_R carga normal resistente de diseño, N (kg)
P_{R0} carga axial resistente de diseño, N (kg)
P_{Rx} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x, N (kg)
P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y, N (kg)
P_u fuerza axial de diseño, N (kg)
P_{vu} fuerza vertical de diseño en ménsulas, N (kg)
P_x tensión en el tendón postensado en el punto x, N (kg)
P cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$ en vigas;

$p = \frac{A_s}{td}$ en muros; y

$p = \frac{A_s}{A_g}$ en columnas.

p’ cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión en elementos a flexión:

$$p' = \frac{A_s'}{bd}$$

p_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de concreto del elemento, mm (cm)

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión, mm (cm)

p_m cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

p_n cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

p_p cuantía de acero de presfuerzo:

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p}$$

p_s cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas

p_{sp} cuantía de acero de refuerzo longitudinal que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero a compresión:

$$p_{sp} = \frac{A_{sp}}{bd}$$

Q factor de comportamiento sísmico

Q índice de refuerzo a tensión:

$$q = \frac{pf_y}{f_c''}$$

q’ índice de refuerzo a compresión:

$$q' = \frac{p' f_y}{f_c''}$$

R_b distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella, mm (cm)

R radio de giro de una sección; también, radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga concentrada, mm (cm)

S_{Lh} separación libre horizontal entre tendones y ductos, mm (cm)

S_{Lv} separación libre vertical entre tendones y ductos, mm (cm)

S separación del refuerzo transversal, mm (cm)

s_h separación del acero de refuerzo horizontal en vigas diafragma, mm (cm)

s_m separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)

s_n separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)

T momento torsionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)

T_{R0} momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo por torsión, N-mm (kg-cm)

T_u momento torsionante de diseño, N-mm (kg-cm)

T_{uh} momento torsionante de diseño en la condición hiperestática, N-mm (kg-cm)

T_{ui} momento torsionante de diseño en la condición isostática, N-mm (kg-cm)

T espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm)

U cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la máxima fuerza cortante de piso sostenida factorizada y la máxima fuerza cortante factorizada en el mismo piso asociada a la misma combinación de cargas. En ningún caso se tomará u mayor que 1

V fuerza cortante que actúa en una sección, N (kg)

V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, N (kg)

V_i fuerza cortante del entrepiso i, N (kg)

V_R fuerza cortante de diseño por fricción, N (kg)

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, N (kg)

V_u fuerza cortante de diseño, N (kg)
V_{ci} resistencia nominal a cortante resistida por el concreto cuando se desarrollan grietas inclinadas por la combinación de momento y cortante, N (kg)
V_{cw} resistencia nominal a cortante resistida por el concreto cuando se desarrollan grietas inclinadas por esfuerzos principales de tensión altos (agrietamiento en elementos con almas delgadas) , N (kg)
V_d fuerza cortante sin factorizar en la sección debida a carga muerta, N (kg)
V_p componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en la sección, N (kg)
v_{cR} esfuerzo cortante máximo de diseño del concreto, MPa (kg/cm^2)
V_R resistencia a fuerza cortante, N (kg)
v_h esfuerzo cortante horizontal entre los elementos que forman una viga compuesta, MPa (kg/cm^2)
v_u esfuerzo cortante de diseño, MPa (kg/cm^2)
W_u suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
W carga uniformemente distribuida, kN/m^2 (kg/m^2)
w_u carga de diseño de la losa postensada, kN/m^2 (kg/m^2)
X punto en el cual se valúan la tensión y pérdidas por postensado; también, dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, mm (cm)
x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, mm (cm)
Y longitud de ménsulas restando la tolerancia de separación, mm (cm)
Z brazo del par interno en vigas diafragma y muros, mm (cm)
α fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas
β_1 factor definido en el inciso 3.5.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
γ relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción
Δ_i desplazamiento de entrepiso producido por la fuerza cortante de entrepiso V_i, mm (cm)
δ_f deformación axial final, mm (cm)
δ_i deformación axial inmediata, mm (cm)
ε_{cf} contracción por secado final
ε_{sp} deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento flexionante resistente de la sección
ε_{yp} deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo
η cambio angular total en el perfil del tendón desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x, radianes
θ ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados
λ índice de estabilidad
μ coeficiente de fricción para diseño de cortante por fricción; también, coeficiente de fricción por curvatura en concreto presforzado
φ ángulo, con respecto al eje de la pieza, que forman las diagonales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir tensión según la teoría de la analogía de la armadura espacial, grados
Ψ_A, Ψ_B cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan al extremo A o B de una columna, en el plano considerado

DEFINICIONES

A continuación se definen los términos de uso general en estas Normas. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

Ábaco - Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

Acero de presfuerzo - Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de presfuerzo al concreto.

Acero extremo en tensión - Refuerzo (presforzado o no presforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Adiciones - Materiales de naturaleza inorgánica que destacan por sus características puzolánicas o hidráulicas, finamente molidos.

Aditivo - Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Agregado - Material granular como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulicos.

Agregado ligero - Agregado que cumple con los requisitos de la ASTM C330 y con una densidad cuando está suelto y seco de 1120 kg/m^3 o menos, determinado según la ASTM C29.

Base de la estructura - Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se imparten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Capitel - Pieza piramidal, poligonal o cónica que remata la parte superior de una columna.

Carga de servicio - La carga especificada por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del cual esta NTC forma parte (sin factores de carga).

Carga factorizada - La carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de estas Normas.

Carga muerta - Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Carga viva - Carga viva especificada en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Categoría de diseño sísmico - Clasificación asignada a una estructura basada en su tipo de ocupación y en la severidad de los movimientos sísmicos del terreno para diseño en el lugar, como se define en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Columna - Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor de 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor.

Concreto - Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto ligero - Concreto de peso ligero que contiene agregado fino y grueso de peso ligero, y que cumple con lo especificado en ASTM C330. Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567, entre 1440 y 1840 kg/m^3.

Concreto de peso normal - Concreto que contiene agregados que cumplen con lo especificado en NMX-C-111-ONNCCE.

Concreto estructural - Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo concreto simple y reforzado.

Concreto prefabricado - Concreto estructural construido en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

Concreto presforzado - Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tensión en el concreto causados por las cargas.

Concreto reforzado - Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima especificada de acero de refuerzo no presforzado.

Concreto simple - Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Contraflecha - Ligera curvatura convexa que se realiza en una viga o armadura para compensar cualquier flecha prevista cuando soporte un peso.

Deformación unitaria neta de tensión - Deformación unitaria de tensión cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deflexiones unitarias debidas al presfuerzo efectivo, flujo plástico, contracción y temperatura.

Dispositivo de anclaje - En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de presfuerzo al concreto.

Dispositivo básico de anclaje para un torón - Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 16 mm o menos de diámetro, que satisfaga los requisitos para elementos de anclaje fabricados industrialmente del ACI 423.6 "Specification for Unbonded Single Strand Tendons".

Dispositivo básico de anclaje para varios Torones - Dispositivo de anclaje usado para varios torones, barras o alambres, o con barras mayores a 16 mm de diámetro, que satisface los requisitos para los esfuerzos de aplastamiento y la rigidez mínima de platina de la especificación para puentes de AASHTO, División I, Artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4.

Dispositivo especial de anclaje - Dispositivo de anclaje que satisface 18.15.1 y los ensayos de aceptación normalizados de AASHTO "Standard Specifications for Highway Bridges", División II, Artículo 10.3.2.3.

Ducto de postensado - Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de presfuerzo que se requiere para aplicar el postensado.

Elementos compuestos de concreto sujetos a flexión - Elementos prefabricados de concreto o elementos construidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Envoltura para tendones de presfuerzo no adheridos - Material que encapsula el acero de presfuerzo para impedir la adherencia del acero de presfuerzo al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Esfuerzo - Fuerza por unidad de área.

Estribo - Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o malla (de alambre liso o corrugado) electrosoldado ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. El término estribo se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos tanto a flexión como a compresión.

Fricción por curvatura - Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de presfuerzo.

Fricción por desviación involuntaria - En concreto presforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de presfuerzo de su perfil especificado.

Fuerza del gato de tensionamiento - En concreto presforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de presfuerzo.

Fuste - Parte de una columna comprimida entre la base y el capitel.

Grapas - Barra o alambre doblados que abraza el refuerzo longitudinal. Es aceptable una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes

Junta de contracción - Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión - Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión - Deformación unitaria neta en tensión bajo condiciones de deformación unitaria balanceada.

Longitud de anclaje - Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo - Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de presfuerzo, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud de transferencia - Longitud embebida del torón de presfuerzo en el concreto que se requiere para transferir el presfuerzo efectivo al concreto.

Materiales cementantes - Materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento portland, los cementos hidráulicos mezclados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, microsílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.

Módulo de elasticidad - Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro - Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Muro estructural - Muros diseñados para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un muro de cortante es un muro estructural. Los muros estructurales se pueden clasificar en:

Muro estructural de ductilidad alta - Un muro construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC, además de los requisitos para los muros estructurales de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural prefabricado de ductilidad alta - Muro prefabricado que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC además, de satisfacer los requisitos del muro estructural de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural prefabricado de ductilidad media - Muro que cumple con todos los requisitos aplicables del capítulo 8 de ésta NTC además, de satisfacer los requisitos del muro estructural de concreto reforzado de ductilidad básica.

Muro estructural de concreto reforzado de ductilidad baja - Muro que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Muro estructural de concreto simple de ductilidad baja - Muro que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Marco resistente a momento - Marco en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas a través de flexión, cortante y fuerza axial. Los marcos resistentes a momento se clasifican en:

Marco resistente a momento de ductilidad alta - Marco construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 9 de ésta NTC, o un marco prefabricado que cumple con los requisitos del capítulo 11. Además, debe cumplir los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad básica.

Marco resistente a momentos de ductilidad media - Marco construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 8 de ésta NTC, además de los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad básica.

Marco resistente a momentos de ductilidad baja - Marco prefabricado o construido en sitio que cumple con los requisitos del capítulo 7 de ésta NTC.

Pedestal - Elemento vertical en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Peralte efectivo de la sección - La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tensión.

Postensado - Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Presfuerzo efectivo - Esfuerzo en el acero de presfuerzo después de que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado - Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona antes de la colocación del concreto.

Puntales - Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso de la cimbra, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntalamiento - Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que la cimbra y puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntalamiento.

Refuerzo - Material que cumple con lo especificado en el capítulo 2, excluyendo el acero de presfuerzo, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado - Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con las normas correspondientes.

Refuerzo electrosoldado de alambre (mallas, castillos) - Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con ASTM A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de hojas de acuerdo con ASTM A 185 o A 497, respectivamente.

Refuerzo helicoidal - Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso - Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado.

Esfuerzo de fluencia - Esfuerzo de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. El esfuerzo de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tensión, de acuerdo con las normas NMX-C-289 ONNCCE.

Resistencia a la tensión indirecta (prueba brasileña) - Resistencia a la tensión del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496.

Resistencia de diseño - Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia F_R.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f_c') - Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones de la NMX-C-083 ONNCCE, expresada en MPa (kg/cm^2). Cuando la cantidad f_c' esté bajo un signo de raíz, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa (kg/cm^2).

Resistencia nominal - Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida - Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas factorizadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en estas Normas.

Sección controlada por compresión - Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tensión en el acero extremo en tensión, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tensión - Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Tendón - En aplicaciones de presfuerzo, el tendón es el acero presforzado.

Tendón de presfuerzo adherido - Tendón en el que el acero de presforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de presfuerzo no adherido - Tendón en el que se impide que el acero de presfuerzo se adhiera al concreto y quedando libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de presfuerzo se trasmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia - Operación de transferir los esfuerzos del acero de presfuerzo desde los gatos o del banco de tensionado al elemento de concreto.

Zona de anclaje - En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de presfuerzo concentrada se transfiere al concreto y es distribuida uniformemente en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En elementos de anclaje localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

Zona de tensión precomprimida - Porción de un elemento presforzado donde ocurriría tensión producida por flexión si la fuerza de presfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no factorizadas.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple, reforzado y presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concretos especiales. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Sexto del Reglamento, en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.2 Unidades

En las expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual, empleando las unidades siguientes:

Fuerza	kgf (kilogramo fuerza)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kgf-cm
Esfuerzo	kgf/cm^2

(En estas Normas, el kilogramo fuerza se representa con kg)

Cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Sin embargo, no se pretende prohibir otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos tanto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo como en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y en la sección 3.2 de estas Normas.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 159 del mencionado Título Sexto.

1.3.1 Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R, prescrito en la sección 3.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.3.2 Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3.3 Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el capítulo 4.

2. MATERIALES

Las Normas Mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

2.1 Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 (2.2 t/m^3) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 (1.9 y 2.2 t/m^3).

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1, así como en los que se especifique en estas normas.

El concreto clase 2 se podrá usar en estructuras menores, de claros no mayores de 5 m y alturas de no más de dos niveles.

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f_c', igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm^2) se encuentran en el Capítulo 12.

2.1.1 Materiales componentes para concretos clases 1 y 2

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE, así como con los especificados en la tabla 4.6.1.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE con las modificaciones y adiciones establecidas en el inciso 15.3.1. El tamaño máximo del agregado se especifica en la sección 6.3.

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122-ONNCCE. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE.

2.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c', igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm^2). La resistencia especificada de los concretos clase 2 no será menor que 20 MPa (200 kg/cm^2). En ambas clases deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en el inciso 15.3.4.2. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c', distintas de las antes mencionadas, sin que, excepto lo señalado en el párrafo siguiente, sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm^2).

En muros de concreto reforzado de vivienda de hasta dos niveles, se admitirá el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de 15 MPa (150 kg/cm^2) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos y dosificarse por peso.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\overline{f_c}$, mayor que la especificada, f_c' , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto, ver 15.3.4.1.

2.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, $\overline{f_t}$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayes en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE. A falta de información experimental, $\overline{f_t}$, se puede estimar igual a:

a) concreto clase 1

$0.47\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2)

b) concreto clase 2

$0.38\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2)

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$0.63\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2)

b) concreto clase 2

$0.44\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.4\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2)

Para diseñar, se usarán valores nominales, f_t y f_f, iguales a 0.8 $\overline{f_t}$ y 0.8 $\overline{f_f}$, respectivamente.

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en MPa (en kg/cm^2 para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.

2.1.4 Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c, se supondrá igual a

$4\,400\sqrt{f'_c}$, en MPa ($14\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2) para concretos con agregado grueso calizo, y

$3\,500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($11\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2) para concretos con agregado grueso basáltico.

Para concretos clase 2 se supondrán igual a

$2\,500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($8\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2)

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE.

2.1.5 Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ε_{cf}, se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

2.1.6 Flujo plástico

Para concreto clase 1, el coeficiente de flujo plástico se supondrá igual a 2.0 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 4.0. Las deflexiones diferidas se deberán calcular como se indica en la sección 14.2.

2.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457 CANACERO; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas. La malla cumplirá con la norma NMX-B-290-CANACERO. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique en el texto de estas Normas, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (inciso 5.3.3). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NMX-B-292 o NMX-B-293.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas NMX-B-18, NMX-B-32 y NMX-B-72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s, se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm^2) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm^2).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y, establecidos en las normas citadas.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Estructuración

3.1.1 Sistema estructural resistente a fuerzas gravitacionales y sísmicas

El Sistema Estructural Resistente a Fuerzas Gravitacionales y Sísmicas (SERFGS) está constituido por todos los elementos estructurales que transmiten las fuerzas de la parte superior de la estructura a la cimentación. El Corresponsable en Seguridad Estructural (CSE) deberá establecer o verificar que esté establecido claramente en la memoria de cálculo cuál es el SERFGS de la obra y cuál es la trayectoria de fuerzas y acciones correspondiente. Todos los elementos estructurales que forman parte del SERFGS deberán cumplir las especificaciones sobre estados límite de resistencia y servicio de estas Normas. Las uniones o conexiones entre elementos estructurales deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

Las irregularidades de los SERFGS se tomarán en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

3.1.2 Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas

El sistema básico estructural o SERFGS deben conformarse con alguno de los tipos indicados en la tabla 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

3.2 Análisis

3.2.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán con los métodos prescritos en los capítulos 2, 6 y 7 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, según sea el caso.

3.2.1.1 Análisis lineal

Cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto, E_c, y con los momentos de inercia de la tabla 3.2.1.

Tabla 3.2.1 Momentos de inercia para cálculo de rigideces

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados[1]	0.5Ig
Columnas agrietadas	0.7Ig
Columnas y muros no agrietados	Ig

[1] En vigas T se deberán incluir los anchos de patín especificados en el inciso 5.1.1.2.

En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 7.6. En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más de 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 10 por ciento en columnas y en losas planas.

3.2.1.2 Análisis no lineal

Los métodos de análisis no lineal para estructuras de concreto son, en general, del tipo denominado de plasticidad concentrada. En estos métodos los miembros estructurales, diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico llamadas articulaciones plásticas, figura 3.2.1. La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva como la usada en los métodos de análisis lineal, ver párrafo anterior, o bien, como se establece en la ecuación D.2.1 del Apéndice D. Las zonas de los extremos, a partir de que se presente el fenómeno de plastificación, pueden considerarse como resortes elásticos con una rigidez mucho menor, la cual puede determinarse como se indica en los incisos 3.6.1 y 3.6.2. Las articulaciones plásticas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en las secciones 8.1 y 9.1.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con el inciso 3.2.2.

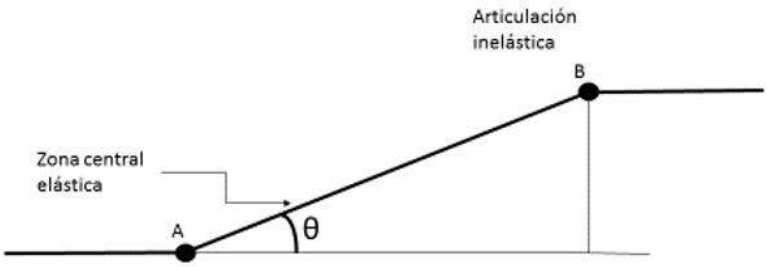


Figura 3.2.1 Elemento con zonas inelásticas concentradas en sus extremos

3.2.2 Efectos de esbeltez

Se admitirá valuar los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes del inciso 3.2.2.2 o por medio del análisis de segundo orden especificado en el inciso 3.2.2.3.

3.2.2.1 Conceptos generales

a) Restricción lateral de los extremos de columnas

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

En el primer caso, puede suponerse que no hay desplazamientos laterales considerables si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

En el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciables si

$$Q\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08\frac{V_i}{W_u} \qquad (3.2.1)$$

donde:

Q factor de comportamiento sísmico definido en estas Normas y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo se tomará Q = 1.0;

V_i fuerza cortante del entrepiso i;

Δ_i desplazamiento de entrepiso i producido por la fuerza lateral V_i;

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado; y

h_i altura del entrepiso i, medida entre ejes.

b) Longitud libre, H, de un miembro a flexocompresión

Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

c) Longitud efectiva, H', de un miembro a flexocompresión

La longitud efectiva de miembros cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 3.2.1. Si se usa dicho nomograma, la longitud efectiva se podrá obtener como:

$$H' = kH \tag{3.2.2}$$

o, de forma aproximada usando:

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35\,(1.35 - k_A - k_B) + ½(k_A{}^2 + k_B{}^2)} \tag{3.2.3}$$

donde el factor de restricción lateral de los extremos A y B de la columna está dado por:

$$k_{A,B} = \frac{0.4 + \Psi_{A,B}}{0.8 + \Psi_{A.B}} \tag{3.2.4}$$

y donde Ψ_A y Ψ_B se calcularán usando los momentos de inercia correspondientes a la flexión en el plano considerado mediante:

$$\Psi_{A,B} = \frac{\Sigma\,(1/L)_{\text{columnas}}}{\Sigma(1/L)_{\substack{\text{miembros}\\ \text{de flexión}}}} \tag{3.2.5}$$

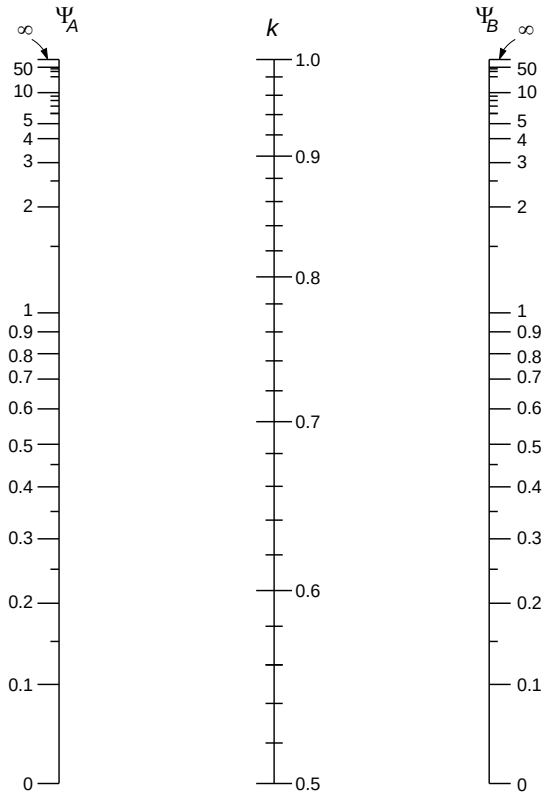


Figura 3.2.1 Nomograma para determinar longitudes efectivas, H', en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

3.2.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

a) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando se cumpla:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12\ \frac{M_1}{M_2} \tag{3.2.6}$$

En la expresión anterior, M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.

b) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos en los que se cumpla:

$$\frac{H'}{r} > 100 \tag{3.2.7}$$

se deberá efectuar un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en el inciso 3.2.2.3.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

c) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con el inciso 3.2.2.2a, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u, obtenida de un análisis elástico de primer orden y un momento amplificado, M_c, obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en el inciso 3.2.2.2d o en 3.2.2.2e.

d) Miembros con extremos restringidos lateralmente

Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c, que se calculará con la expresión

$$M_c = F_{ab}\, M_2 \tag{3.2.8}$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75\, P_c}} \geq 1.0 \tag{3.2.9}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \tag{3.2.10}$$

$$P_c = \frac{\pi^2\ E\ I}{(H')^2} \tag{3.2.11}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+u} \tag{3.2.12}$$

u cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la máxima fuerza cortante de piso sostenida factorizada y la máxima fuerza cortante factorizada en el mismo piso asociada a la misma combinación de cargas. En ningún caso se tomará u mayor que 1.

El momento M_2, que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en el inciso 5.2.2.1.

e) Miembros con extremos no restringidos lateralmente

Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s} \tag{3.2.13}$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s} \tag{3.2.14}$$

donde:

M_{1b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1, producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{1s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1, producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2, producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2, producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden; y

$$F_{as} = \frac{1}{1-\lambda} \geq 1 \tag{3.2.15}$$

donde λ está dado por la ecuación:

$$\lambda = \frac{W_u \; Q \; \Delta_i}{h \; V_i} \tag{3.2.16}$$

Si F_{as} calculado con la ecuación 3.2.15 excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden de acuerdo con el inciso 3.2.2.3.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden.

f) Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' \, A_g}}} \tag{3.2.17}$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c calculado según se especifica en el inciso 3.2.2.2d, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en el inciso 3.2.2.2e y con el valor de u correspondiente a la combinación de carga considerada.

3.2.2.3 Análisis de segundo orden

Los análisis de segundo orden consisten en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, la influencia de la carga axial en las rigideces, el comportamiento no lineal y agrietamiento de los materiales, duración de las cargas, cambios volumétricos por flujo plástico, así como la interacción con la cimentación.

3.3 Análisis de losas

3.3.1 Método de análisis

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir fuerzas contenidas en su plano a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, dichas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

3.3.2 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 3.3.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;

b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;

c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y

d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos. Para valores intermedios de la relación, m, entre el claro corto, a_1, y el claro largo, a_2, se interpolará linealmente.

3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1.

3.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 3.3.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 3.3.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

3.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P, aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad:

$$\frac{P}{2\pi}\left(1-\frac{2r}{3R_b}\right) \qquad (3.3.1)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga y R_b la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b, no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que 1.5L centrado con respecto a la carga, donde L es el claro libre de la losa.

3.4 Análisis de losas planas

3.4.1 Consideraciones generales

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

3.4.2 Análisis aproximado por carga vertical

3.4.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Los requisitos que deben satisfacerse son:

a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos;

b) Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujías;

c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor;

d) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero; y

e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

3.4.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

Si se aplica el método de distribución de momentos de Cross, deben calcularse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Deben cumplirse los requisitos señalados en el inciso 3.4.2.1, de los cuales en el 3.4.2.1d se usará 3.5 por ciento en lugar de 5 por ciento. Además se cumplirán los siguientes:

a) La estructura no excede de cuatro niveles;

b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis.

c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados;

d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco; y

e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en el inciso 7.6.9.

3.4.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales

3.4.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho equivalente de las vigas, centrado con respecto al eje de columnas, está dado por:

$$B_e = C_2 + 3h \tag{3.4.1}$$

donde:

C_2 dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis; y
H espesor de la losa.

3.4.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se valuarán con un ancho de losa, centrado con respecto al eje de columnas, calculado mediante:

$$B_e = 0.19B_t - 0.12C_2 \tag{3.4.2}$$

donde:

B_t ancho total entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado; y
C_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis.

Tabla 3.3.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales[1]

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, m = a_1/a_2													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I [2]	II [3]	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Negativo en bordes discontinuos	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346

	Negativo en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Negativo en borde discontinuo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en borde continuo	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
	Negativo en bordes discontinuos	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en borde continuo	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Negativo en borde discontinuo	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

[1] Para las franjas extremas (ver sección 7.5.1.2) los coeficientes se multiplicarán por 0.60.
[2] Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.
[3] Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m^2) y a_1 en m, el momento tiene unidades de kN-m/m (kg-m/m).

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Para el caso II, a_1 y a_2 se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Se deben cumplir los requisitos de los incisos 3.4.2.1a, 3.4.2.1b, 3.4.2.1c y 3.4.2.1e, y los requisitos de los incisos 3.4.2.2c, 3.4.2.2d y 3.4.2.2e. Además, se cumplirán los siguientes:

a) La estructura no excede de cinco niveles;

b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

3.4.4 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1-\alpha = \frac{1}{1+0.67\sqrt{(c_1+d)/(c_2+d)}} \qquad (3.4.3)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a C_2+ 3h, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α, se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en el inciso 5.3.6.

3.5 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;

d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y

e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c" igual a $0.85f_c$' hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1 c.

donde:

$$\beta_1 = 0.85\ ; \qquad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa } (280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65; \qquad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa} \qquad (3.5.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65; \qquad \text{si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2\right)$$

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque no tenga fluencia definida, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y. En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo–deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en la sección 2.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo–deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

3.6 Modelado de las articulaciones plásticas

En este inciso se presentan dos métodos para modelar las zonas de articulaciones plásticas de la figura 3.2.1 en miembros de concreto reforzado.

3.6.1 A partir de diagramas momento curvatura

La obtención de diagramas momento-curvatura (M-φ) de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;

d) Los esfuerzos de compresión del concreto en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis a) y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria (f_c-ε_c) que tomen en cuenta el grado de confinamiento del concreto. Estos diagramas deben representar el comportamiento a compresión del concreto hasta la falla. En el Apéndice D se presenta un modelo de caracterización del concreto que toma en cuenta estos requisitos.

e) El esfuerzo máximo en el diagrama (f_c-ε_c) en el primer ciclo de carga será la resistencia media $\overline{f_c}$ (ver inciso 15.3.4.1).

f) Los esfuerzos de compresión y de tensión en el acero de refuerzo en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis a) y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria (f_s-ε_s) que representen adecuadamente la resistencia y deformación unitaria de fluencia esperadas así como el endurecimiento por deformación del acero. En el Apéndice D también se presentan curvas esfuerzo-deformación del concreto que toman en cuenta estos requisitos.

g) Los diagramas (M-φ) obtenidos con las hipótesis anteriores pueden aproximarse con diagramas bilineales o trilineales. Se considerará como curvatura máxima que puede resistir el elemento la menor de las tres siguientes: la que corresponda en la rama descendente del diagrama a un momento del 85 por ciento del momento máximo alcanzado; la que corresponda a la primera fractura del acero de refuerzo; la que corresponda al pandeo de las barras de refuerzo que trabajen a compresión.

El diagrama momento curvatura obtenido con las hipótesis anteriores permite obtener la curvatura, φ, correspondiente a cualquier valor del momento en las secciones transversales ubicadas en los extremos del modelo de la figura 3.2.1. Multiplicando la curvatura ($\varphi - \varphi_y$), donde φ_y es la curvatura de fluencia, por una longitud de articulación plástica se obtiene la rotación plástica del resorte para ese momento. De esta manera puede obtenerse un diagrama momento rotación de los resortes para usar en el análisis no lineal. Si no se dispone de datos experimentales, se recomienda usar longitudes de articulación plástica entre 0.5 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural.

Debe tomarse en cuenta que este método no permite considerar explícitamente fenómenos como el deslizamiento de las barras de acero por ruptura de la adherencia en la interfaz viga-columna, ni las deformaciones dentro del nudo, ni la formación de grietas en la intersección de vigas y columnas. Por lo tanto debe usarse de manera conservadora cuando las estructuras quedan sujetas a desplazamientos y giros grandes.

3.6.2 A partir de diagramas experimentales momento rotación

En este método se idealizan los diagramas momento rotación como se indica en la figura 3.6.1 y se estiman los valores del momento de fluencia, M_y, del momento máximo, M_{max} y del momento de ruptura, M_r , así como de las rotaciones permisibles entre estos momentos, Θ_p y Θ_{pc}, a partir de resultados analíticos y experimentales propuestos por varios autores. En el Apéndice D se presentan recomendaciones avaladas por la experiencia. Los valores recomendados se reducen para tomar en cuenta los fenómenos de ruptura de la adherencia y deformaciones de los nudos, así como la degradación por cargas cíclicas.

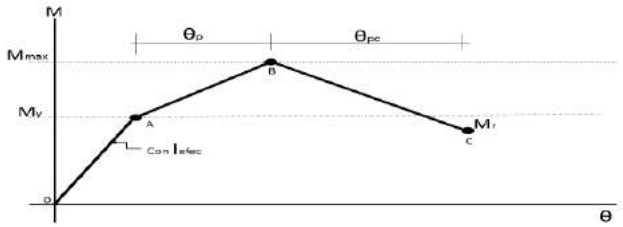


Figura 3.6.1 Diagrama momento-rotación idealizado

3.7 Factores de resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R. Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

a) $F_R = 0.9$ para flexión.

b) $F_R = 0.75$ para cortante y torsión.

c) $F_R = 0.65$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.

d) Para flexocompresión:

$F_R = 0.75$ cuando el elemento falle en tensión;

$F_R = 0.75$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos del inciso 6.1.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de los incisos 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4, según el valor de Q usado.

$F_R = 0.65$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

e) Para aplastamiento:

$F_R = 0.65$

Para calcular los factores de reducción F_R de elementos a flexión o flexocompresión se permite usar las disposiciones del apéndice A.

Las resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

3.8 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

a) Espesor de muros;

b) Diámetro de columnas circulares;

c) Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;

d) Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos; y

e) Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

3.9 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

4. REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.1 Disposiciones generales

4.1.1 Requisitos básicos

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con la sección 4.2 y, para esa clasificación, cumpliendo con los siguientes requisitos:

a) Calidad y curado del concreto, de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6;

b) Restricciones en los contenidos químicos, de acuerdo con la sección 4.8;

c) Recubrimiento, de acuerdo con la sección 4.9; y

d) Precauciones en la reacción álcali–agregado, de acuerdo con la sección 4.10.

4.1.2 Requisito complementario

Además de los requisitos especificados en el inciso 4.1.1, el concreto sujeto a la abrasión originada por tránsito (por ejemplo, pavimentos y pisos) satisfará los requisitos de la sección 4.7.

4.1.3 Tipos de cemento

Los requisitos que se prescriben en las secciones 4.3, 4.4 y 4.9 parten de suponer el empleo de concreto con cemento portland ordinario. Pueden usarse otros tipos de cemento portland (por ejemplo, resistente a los sulfatos, baja reactividad álcali–agregado) o cementos mezclados, (por ejemplo, cemento portland puzolánico, cemento portland con escoria granulada de alto horno). Éstos deberán ser evaluados para establecer los niveles de desempeño equivalentes a los obtenidos con concretos de cemento portland ordinario.

Pueden usarse otros sistemas que consistan en la protección o impregnación de la capa superficial. Estos sistemas serán evaluados para establecer niveles de desempeño equivalente a los concretos de cemento portland ordinario, al determinar la influencia de la durabilidad del recubrimiento para alcanzar los 50 años de vida de diseño.

Cuando se requiera una expectativa de vida útil diferente de 50 años, las previsiones anteriores se pueden modificar. La modificación se hará con base en la equivalencia del criterio de desempeño establecido anteriormente, junto con el sobrentendido de que los concretos de cemento portland ordinario pueden proporcionar un nivel satisfactorio de protección al refuerzo contra la corrosión por 50 años.

4.2 Clasificación de exposición

La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro reforzado o presforzado se determinará a partir de la tabla 4.2.1. Esta tabla no necesita aplicarse a miembros de concreto simple, si tales miembros no incluyen metales que dependan del concreto para su protección contra los efectos del medio ambiente.

Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6 y 4.8, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión de acuerdo con el inciso 4.9.3, la clasificación de la exposición se tomará como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 serán curados en forma continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

El concreto en los miembros tendrán una resistencia a compresión especificada, f_c', no menor de 20 MPa (200 kg/cm^2).

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C serán curados en forma continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

El concreto en el miembro tendrá una resistencia a compresión especificada, f_c', no menor de:

a) 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;

b) 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y

c) 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua−materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la tabla 4.6.1.

4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

En adición a los otros requisitos de durabilidad de esta sección, el concreto para miembros sujetos a la abrasión proveniente del tránsito, tendrá una resistencia a la compresión especificada no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.7.1.

En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión

4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dado en la tabla 4.8.1.

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayes se harán de acuerdo con ASTM C 1218.

Tabla 4.2.1 Clasificaciones de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno:	
1) Protegida por una membrana impermeable	A1
2) En suelos no agresivos	A2
3) En suelos agresivos[1]	D
b) Superficies de miembros en ambientes interiores:	
1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción[2]	A1
2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido[2]	B1
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores[3] que son:	
1) No agresivos	A2
2) Ligeramente agresivos	B1
3) Agresivos	B2
d) Superficies de miembros en agua[4]:	
1) En contacto con agua dulce (dura)	B1
En agua dulce a presión (dura)	B2
En agua dulce corriente (dura)	B2
2) En contacto con agua dulce (suave)	B2
En agua dulce a presión (suave)	D
En agua dulce corriente (suave)	D
3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros:	
- Sumergida permanentemente	B2

- En zonas con humedecimiento y secado C

e) Superficies de miembros en otros ambientes:
En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de (a) a (d) D

[1] Se deben considerar agresivos los suelos permeables con pH < 4.0 o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deben considerarse como clasificación de exposición C;

[2] Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D;
[3] La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades;
[4] Para establecer las características de dureza del agua se requiere analizarla (ASTM E 1116)

Tabla 4.6.1 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO_4) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO_4) en agua, ppm	Tipos de cemento[1]	Máxima relación agua–materiales cementantes, por peso, concretos con agregados de peso normal[2]	f_c' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm^2)
Despreciable	$0.00 \leq SO_4 < 0.10$	$0 \leq SO_4 < 150$	—	—	—
Moderada[3]	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1\,500$	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	$1\,500 \leq SO_4 < 10\,000$	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10\,000$	RS más puzolana[4]	0.45	35 (350)

[1] CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con $C_3A < 8$ %);
CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con $C_3A < 8$ %);
CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con $C_3A < 8$ %);
RS cemento portland resistente a los sulfatos ($C_3A < 5$ %);
[2] Se puede requerir relaciones agua-materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;
[3] Correspondería a agua de mar;
[4] Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

No se adicionarán al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

4.8.2 Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO_3 soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento.

4.8.3 Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.9.1 Disposición general

El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de los incisos 4.9.2 y 4.9.3, a menos que se requieran recubrimientos mayores por resistencia al fuego.

Tabla 4.7.1 Requisitos de resistencia a compresión para abrasión[1]

Miembro y/o tipo de tránsito	Resistencia a compresión especificada[2], f_c', MPa (kg/cm^2)
Pisos comerciales e industriales sujetos a:	
Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)
b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos de más de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	Por determinarse, pero no menor que 40 (400)

[1] En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión;
[2] f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

Tabla 4.8.1 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL^-) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto

El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con el inciso 15.3.6.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 20 mm, en losas, 15 mm, y en cascarones, 10 mm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6, el recubrimiento en vigas, trabes y contratrabes no será menor que el valor dado en la tabla 4.9.1, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la tabla 4.9.1, según corresponda, y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6, y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

4.10 Reacción álcali–agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali–agregado.

Tabla 4.9.1 Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm^2)							
	15 (150) [1]	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 [2]	65 [2]	60 [2]

[1] Ver inciso 2.1.2
[2] Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m^3 (350 kg/m^3) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

5.1 Flexión

5.1.1 Requisitos generales

5.1.1.1 Falla balanceada en secciones rectangulares

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es:

$$A_s = \frac{f_c''}{f_y}\,\frac{600\,\beta_1}{f_y+600}\,bd \qquad (5.1.1)$$

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y}\,\frac{6000\,\beta_1}{f_y+6000}\,bd \right)$$

donde f_c'' tiene el valor especificado en el inciso 3.5e, b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con la sección 3.7.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de la sección 3.5.

5.1.1.2 Ancho efectivo en secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:

a) La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma;

b) La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano; y

c) Ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $1/f_y$ veces el área transversal del patín, si f_y está en MPa ($10/f_y$, si f_y está en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con la sección 6.1.

5.1.2 Dimensionamiento

Los elementos estructurales sujetos a flexión se dimensionarán de tal manera que su resistencia a flexión, calculada de acuerdo con el inciso 5.1.3, sea por lo menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados con cargas factorizadas.

5.1.3 Resistencia a flexión

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección 3.5 conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión, M_R. En dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9.

a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R\, b\, d^2\, f_c''\, q(1-0.5q) \tag{5.1.2}$$

o bien

$$M_R = F_R\, A_s\, f_y\, d(1-0.5q) \tag{5.1.3}$$

donde:

$$q = \frac{p\, f_y}{f_c''} \tag{5.1.4}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \tag{5.1.5}$$

b ancho de la sección (sección 3.7);
d peralte efectivo (sección 3.7);
f_c'' esfuerzo uniforme de compresión (inciso 3.5e); y
A_s área del refuerzo de tensión.

b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R\left[(A_s - A_s')f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s'\, f_y(d - d')\right] \tag{5.1.6}$$

donde:

$$a = \frac{(A_s - A_s')\, f_y}{f_c''\, b} \tag{5.1.7}$$

a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;
A_s área del acero a tensión;
A_s' área del acero a compresión; y
d ' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ecuación 5.1.6 es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$p - p' \geq \frac{600\, \beta_1}{600 - f_y}\, \frac{f_c''}{f_y}\, \frac{d'}{d} \tag{5.1.8}$$

$$\left(\quad p - p' \geq \frac{6000\, \beta_1}{6000 - f_y}\, \frac{f_c''}{f_y}\, \frac{d'}{d} \quad \right)$$

donde:

$$p' = \frac{A_s'}{bd} \tag{5.1.9}$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_s' \geq \frac{600\, \beta_1}{600 - f_y}\, \frac{f_c''}{f_y}\, bd' \tag{5.1.10}$$

$$\left(A_s - A_s{}' \geq \frac{6000\,\beta_1}{6000 - f_y}\,\frac{f_c''}{f_y}\,bd' \right)$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de la sección 3.5; o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones 5.1.2 ó 5.1.3 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía máxima prescrita en el inciso 5.1.4.2. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos del inciso 7.3.4.

c) Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a, calculada con la ecuación 5.1.11 no es mayor que el espesor del patín, t, el momento resistente se puede calcular con las ecuaciones 5.1.2 ó 5.1.3 usando el ancho del patín a compresión como b. Si a resulta mayor que t, el momento resistente puede calcularse con la expresión 5.1.12.

$$a = \frac{A_s\ f_y}{f_c''\,b} \tag{5.1.11}$$

$$M_R = F_R\left[A_{sp}\,f_y\left(d - \frac{t}{2}\right) + \left(A_s - A_{sp}\right) f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)\right] \tag{5.1.12}$$

donde:

$$A_{sp} = \frac{f_c''\,(b - b')\,t}{f_y} \tag{5.1.13}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp})\ f_y}{f_c''\,b'} \tag{5.1.14}$$

b ancho del patín; y
b’ ancho del alma.

La ecuación 5.1.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$p - p_{sp} \leq \frac{600\,\beta_1}{600 + f_y}\,\frac{f_c''}{f_y} \tag{5.1.15}$$

$$\left(p - p_{sp} \leq \frac{6000\,\beta_1}{6000 + f_y}\,\frac{f_c''}{f_y} \right)$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{b'\,d}$$

$$p_{sp} = \frac{A_{sp}}{b'\,d} \tag{5.1.16}$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_{sp} \leq \frac{600\,\beta_1}{600+f_y}\,\frac{f_c''}{f_y}\,b'd \qquad (5.1.17)$$

$$\left(A_s - A_{sp} \leq \frac{6000\,\beta_1}{6000+f_y}\,\frac{f_c''}{f_y}\,b'd \right)$$

d) Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valuar con la ecuación 5.2.2.

5.1.4 Refuerzo a flexión

5.1.4.1 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, $\overline{f_f}$ definido en el inciso 2.1.3.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,mín} = \frac{0.22\sqrt{f_c'}}{f_y}bd \qquad (5.1.18)$$

$$\left(A_{s,mín} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y}bd \right)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área mínima de acero no deberá ser menor que la especificada en los incisos 7.2.2, 8.2.2 y 9.2.2 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.1.4.2 Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando el acero llega a su esfuerzo de fluencia y simultáneamente el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero no deberá ser mayor que la especificada en los incisos 7.2.3, 8.2.2 y 9.2.2 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.1.4.3 Detallado

Para el detallado de elementos a flexión se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6.

5.2 Flexocompresión

5.2.1 Requisitos generales

Toda sección sujeta a compresión axial y flexión en una dirección se dimensionará para la combinación más desfavorable de dichas acciones incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 3.5, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R, especificado en 3.6d se aplicará tanto a la resistencia a carga axial como a la resistencia a flexión.

5.2.2 Dimensionamiento

5.2.2.1 Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que 0.05 h o que 20 mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

5.2.3 Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de la sección 3.5. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \qquad (5.2.1)$$

donde:

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y;
P_{R0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;
P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y
P_{Ry} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ecuación 5.2.1 es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en el inciso 5.2.2.1.

Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la ecuación siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \qquad (5.2.2)$$

donde:

M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y; y
M_{Rx} y M_{Ry} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

5.2.4 Refuerzo a flexocompresión

5.2.4.1 Detallado

Para el detallado de elementos sujetos a flexocompresión se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6 y de los incisos 7.3.3, 8.3.3 y 9.3.3 de acuerdo con el valor del factor Q usado en el análisis de la estructura.

5.3 Fuerza cortante

5.3.1 Requisitos generales

Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d. En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de h/2 del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a h/2.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de los incisos 5.3.2 y 5.3.3, se revisará con el criterio de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3.

El refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 6.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante. Para lograr este anclaje en zapatas de sección constante basta suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

5.3.2 Dimensionamiento

Para secciones L, T o I, se usará el ancho del alma, b', en lugar de b en todas las ecuaciones del inciso 5.3.3.1. Si el patín está a compresión, al producto b'd pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

Si el espesor del patín es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valuará con el criterio que se aplica a vigas sin presfuerzo (sección 5.3.3.1a). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el tercer párrafo del inciso 5.3.1.

5.3.3 Resistencia a fuerza cortante

La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto a flexión o a flexocompresión será la suma de la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, de la fuerza cortante que toma el acero de refuerzo para cortante, V_{sR}, y, en su caso, de la componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_p.

5.3.3.1 Fuerza cortante que toma el concreto

5.3.3.1a Elementos sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, se calculará con el criterio siguiente:

Si p < 0.015

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)0.3\sqrt{f_c'}bd \qquad (5.3.1)$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f_c'}bd \right)$$

Si p ≥ 0.015

$$V_{cR} = F_R 0.16\sqrt{f_c'}bd \qquad (5.3.2)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la ecuación 5.3.3

$$V_{cR} = F_R\left(3.5 - 2.5\frac{M}{Vd} \right)0.16\sqrt{f_c'}bd \qquad (5.3.3)$$

$$\left(V_{cR} = F_R\left(3.5 - 2.5\frac{M}{Vd} \right)0.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

donde: $\left(3.5 - 2.5\frac{M}{Vd} \right) > 1.0$

En el factor anterior, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación 5.3.2 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente entre los valores dados por las ecuaciones 5.3.1 ó 5.3.2 y la ecuación 5.3.3, según sea el caso.

En todo caso V_{cR} deberá cumplir con:

$$V_{cR} \leq F_R 0.47\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.4}$$

$$\left(V_{cR} \leq F_R 1.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

5.3.3.1b Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros en los que el ancho, b, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d, el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} debe calcularse mediante la ecuación 5.3.2 independientemente de la cuantía de refuerzo.

5.3.3.1c Elementos sujetos a flexión y carga axial

a) Flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u, cumpla con

$$\mathrm{P_u} < \mathrm{F_R}\left(0.7\mathrm{f_c'}\,\mathrm{A_g} + 200\mathrm{A_s}\right) \tag{5.3.5}$$

$$\left(\mathrm{P_u} < \mathrm{F_R}\left(0.7\mathrm{f_c'}\,\mathrm{A_g} + 2000\mathrm{A_s}\right) \right)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, se obtendrá como sigue:

Si p < 0.015

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\left(1 + 0.07\frac{P_u}{A_g} \right)0.3\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.6}$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\left(1 + 0.007\frac{P_u}{A_g} \right)\sqrt{f_c'}bd \right)$$

Si p ≥ 0.015

$$V_{cR} = F_R\left(1 + 0.07\frac{P_u}{A_g} \right)0.16\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.7}$$

$$\left(V_{cR} = F_R\left(1 + 0.007\frac{P_u}{A_g} \right)0.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

usando A_s en mm^2, f_c' en MPa y P_u en N (o en cm^2, kg/cm^2 y kg, respectivamente, en la ecuación en paréntesis).

Para valuar la cuantía p se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33A_s$ en secciones circulares, donde A_s es el área total de acero en la sección. Para estas últimas, b d se sustituirá por A_g, donde A_g es el área bruta de la sección transversal.

Por otro lado, en miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u, cumpla con

$$P_u \geq F_R\left(0.7f_c^{'}\ A_g + 200A_s\right) \tag{5.3.8}$$

$$\left(P_u \geq F_R\left(0.7\ f_c^{'} A_g + 2000A_s\right) \right)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u, hasta cero para

$$\mathrm{P_u} = \mathrm{F_R}\left(\mathrm{A_g f_c^{''}} + \mathrm{A_s f_y}\right) \tag{5.3.9}$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR}, se obtendrá mediante las ecuaciones 5.3.10 o 5.3.11 según corresponda.

Si p < 0.015

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\left(1 - 0.3\frac{P_u}{A_g}\right)0.3\sqrt{f_c^{'}}bd \tag{5.3.10}$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\left(1 - 0.03\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c^{'}}bd \right)$$

Si p ≥ 0.015

$$V_{cR} = F_R\left(1 - 0.3\frac{P_u}{A_g}\right)0.16\sqrt{f_c^{'}}bd \tag{5.3.11}$$

$$\left(V_{cR} = F_R\left(1 - 0.03\frac{P_u}{A_g}\right)0.5\sqrt{f_c^{'}}bd \right)$$

Para valuar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo especificado para miembros a flexocompresión.

5.3.3.1d Elementos presforzados

En secciones con presfuerzo (Capítulo 11), donde los tendones estén adheridos y no estén situadas en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la ecuación 5.3.12, o se tomará igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} calculados con las ecuaciones 5.3.15 y 5.3.18, respectivamente. La ecuación 5.3.12 sólo se podrá usar si la fuerza de presfuerzo es por lo menos el 40 por ciento de fuerza total de tensión en el elemento.

$$V_{cR} = F_R\left(0.05\sqrt{f_c^{'}} + 5\frac{Vd_p}{M}\right)bd \tag{5.3.12}$$

$$\left(V_{cR} = F_R\left(0.15\sqrt{f_c^{'}} + 50\frac{Vd_p}{M}\right)bd \right)$$

donde: $\frac{\mathrm{Vd_p}}{\mathrm{M}} \leq 1$

En la ecuación 5.3.12, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección transversal, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d, es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

Sin embargo, se permite que:

$$V_{cR} = F_R 0.16\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.13}$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

Además, siempre se deberá cumplir con:

$$V_{cR} < F_R 0.4\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.14}$$

$$\left(V_{cR} < F_R 1.4\sqrt{f_c'}bd \right)$$

En forma alternativa, se permitirá calcular V_{cR} como el menor de V_{ci} y V_{cw} obtenidos como se indica a continuación:

$$V_{ci} = F_R(0.05\sqrt{f_c'}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CRe}}{M_{\max}}) \tag{5.3.15}$$

$$\left(V_{ci} = F_R(0.16\sqrt{f_c'}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CRe}}{M_{\max}}) \right)$$

donde:

$d_p \geq 0.8h$

$$M_{CRe} = \frac{I}{y_t}\left(0.5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d\right) \tag{5.3.16}$$

$$\left(M_{CRe} = \frac{I}{y_t}\left(1.6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d\right) \right)$$

Los valores de M_{max} y V_i en la ecuación 5.3.15 se deben calcular con la combinación de carga que cause el máximo momento factorizado en la sección. En cualquier caso, se debe cumplir:

$$V_{ci} \geq F_R 0.14\sqrt{f_c'}b_w d \tag{5.3.17}$$

$$\left(V_{ci} \geq F_R 0.45\sqrt{f_c'}b_w d \right)$$

Por su parte, V_{cw} se debe de calcular con:

$$V_{cw} = F_R\left[\left(0.29\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc}\right)b_w d_p + V_p\right] \tag{5.3.18}$$

$$\left(V_{cw} = F_R \left[\left(0.93\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc}\right) b_w d_p + V_p \right] \right)$$

Alternativamente, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante correspondiente a carga muerta más viva que resulta en un esfuerzo principal de tensión de $0.33\sqrt{f_c'}$ $\left(1.1\sqrt{f_c'}\right)$ (si se usa kg/cm^2) en el centroide del miembro, o en la intersección de los patines y el alma cuando el centroide se encuentra en dichos patines. En miembros de sección compuesta, el esfuerzo a tensión principal se debe calcular utilizando la sección que resiste la carga viva.

La contribución de los patines en vigas T, I y L se valuarán con el criterio que se prescribe en el inciso 5.3.2 para vigas sin presfuerzo.

5.3.3.2 Método detallado para cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto

5.3.3.2a Alcance

Este inciso presenta un método detallado alternativo al expuesto en 5.3.3.1 para el cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto en elementos sin presfuerzo.

5.3.3.2b Elementos sin presfuerzo sometidos únicamente a cortante y flexión

$$V_{cR} = F_R \left(0.16\sqrt{f_c'} + 17p\,\frac{V_u d}{M_u}\right) bd \qquad (5.3.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.5\sqrt{f_c'} + 176p\,\frac{V_u d}{M_u} \right) bd \right)$$

donde:

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$$

Se considerará el momento flexionante, M_u, que ocurre simultáneamente con la fuerza cortante, V_u, en la sección analizada. En cualquier caso se debe cumplir con:

$$V_{cR} \leq 0.29\sqrt{f_c'}\, bd \qquad (5.3.20)$$

$$\left(V_{cR} \leq 0.93\sqrt{f_c'}\, bd \right)$$

5.3.3.2c Elementos sometidos a compresión axial

Se permitirá utilizar la ecuación 5.3.19, pero se substituirá M_u por M_m de tal manera que:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \qquad (5.3.21)$$

En elementos sometidos a compresión axial la relación $V_u d/M_m$ no se limitará a 1.0. Sin embargo, V_{cR} debe cumplir con:

$$V_{cR} = F_R 0.29\sqrt{f_c'}\, bd \sqrt{1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}} \qquad (5.3.22)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.93\sqrt{f_c'}\, bd \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} \right)$$

Cuando M_m calculado con la ecuación 5.3.21 resulte negativo, se debe utilizar la ecuación 5.3.22.

5.3.3.2d Elementos sujetos a tensión axial significativa

$$V_{cR} = F_R 0.17 \left(1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}\right) \sqrt{f_c'}\, bd \qquad (5.3.23)$$

$$V_{cR} = \left(F_R 0.5 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g}\right) \sqrt{f_c'}\, bd \right)$$

N_u es negativa para tensión y V_{cR} no deberá tomarse menor a cero.

5.3.3.2e Elementos de sección circular

El área que se utilice para calcular V_{cR} debe ser el producto del diámetro, D, y el peralte efectivo, d. Se permite tomar d como 0.8 veces el diámetro de la sección de concreto.

5.3.3.3 Resistencia a fuerza cortante por fricción

5.3.3.3a Requisitos generales

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

5.3.3.3b Resistencia de diseño

La resistencia a fuerza cortante, V_R, se tomará como el menor de los valores calculados con las ecuaciones 5.3.24 a 5.3.26:

$$V_R = F_R\, \mu\, (A_{vf} f_y + N_u) \qquad (5.3.24)$$

$$V_R = F_R\, [\, 1.4A + 0.8\, (A_{vf} f_y + N_u)\,] \qquad (5.3.25)$$

$$V_R = F_R\ \ 0.25\, f_c'\, A \qquad (5.3.26)$$

donde:

A_{vf} área del refuerzo por cortante por fricción;
A área de la sección definida por el plano crítico;
N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y
μ coeficiente de fricción que se tomará igual a:
- 1.4 en concreto colado monolíticamente;
- 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido; o
- 0.7 entre concreto y acero laminado.

Los valores anteriores de μ se aplicarán si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm^2).

5.3.3.3c Tensiones normales al plano crítico

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, A_{vf} no incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

5.3.4 Limitación para la fuerza cortante de diseño

En ningún caso se permitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u sea superior a los siguientes valores:

a) En vigas

$$V_u < F_R 0.8\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.27}$$

$$\left(V_u < F_R 2.5\sqrt{f_c'}bd \right)$$

b) En columnas, y en elementos de ductilidad media y alta donde V_{cR} se suponga igual a cero

$$V_u < F_R 0.6\sqrt{f_c'}bd \tag{5.3.28}$$

$$\left(V_u < F_R 2\sqrt{f_c'}bd \right)$$

5.3.5 Refuerzo para fuerza cortante

5.3.5.1 Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según el inciso 6.6.3. Los estribos deben rematarse como se indica en el inciso 6.1.4.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm^2). Para diseño, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm^2).

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45 grados, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados.

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} como sigue

a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR}, la separación, s, del refuerzo se determinará con:

$$s = \frac{F_R\ A_v\ f_y\ d\,(sen\ \theta + cos\ \theta)}{V_{sR}} \tag{5.3.29}$$

donde:

A_v área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia s;
θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y
V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal calculada como:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \tag{5.3.30}$$

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d, por el diámetro de la sección, D.

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el calculado según el inciso 5.3.5.2. La separación, s, no debe ser menor de 60 mm.

b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

c) Si V_u es mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_{sR}}{F_R f_y sen\theta} \tag{5.3.31}$$

En este caso, no se admitirá que V_u sea mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4.

5.3.5.2 Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, sea menor que V_{cR}. El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,mín} = 0.10\sqrt{f_c'}\frac{bs}{f_y} \tag{5.3.32}$$

$$\left(A_{v,mín} = 0.30\sqrt{f_c'}\frac{bs}{f_y} \right)$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, d/2.

5.3.5.3 Refuerzo en vigas y columnas con presfuerzo

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, con esfuerzo especificado de fluencia, f_y, no mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo especificado de fluencia, f_y, no se tomará mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²).

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, sea mayor que V_{cR}, se requiere refuerzo para fuerza cortante. Su contribución a la resistencia se determinará con la ecuación 5.3.29 con las limitaciones siguientes:

a) Vigas y columnas con presfuerzo total

1) La separación de estribos no debe ser menor de 60 mm.

2) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que el valor determinado con la ecuación 5.3.4, la separación no deberá ser mayor que 0.75h, donde h es el peralte total de la pieza.

3) Si V_u es mayor que el valor determinado con la ecuación 5.3.4, la separación de los estribos no deberá ser mayor que 0.37h.

4) En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que el valor determinado con la ecuación 5.3.27.

b) Vigas y columnas con presfuerzo parcial

En vigas y columnas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en el inciso 5.3.4 para elementos sin presfuerzo.

5.3.5.4 Refuerzo mínimo para vigas con presfuerzo

El refuerzo mínimo para fuerza cortante prescrito en el inciso 5.3.5.2 se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas. En vigas totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de 0.75h.

5.3.5.5 Detallado

Para el detallado de elementos sujetos a fuerza cortante se deberá cumplir con las especificaciones aplicables del capítulo 6.

5.3.5.5a Estribos de suspensión

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

Para el efecto, se deberá colocar refuerzo transversal (estribos de suspensión) en la zona de intersección de las vigas, sobre la viga principal (figura 5.3.1). Este refuerzo deberá resistir una fuerza cortante calculada mediante

$$V_{sR} = V_u \frac{h_s}{h_p} \tag{5.3.33}$$

donde V_u es la suma de las fuerzas cortantes de diseño de las vigas secundarias y h_s y h_p son los peraltes de las vigas secundaria y principal, respectivamente. Este refuerzo será adicional al necesario por fuerza cortante en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la figura 5.3.1.

El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga secundaria deberá colocarse sobre el correspondiente de la viga principal, y deberá anclarse en ella considerando como sección critica el paño de los estribos adicionales (figura 5.3.1).

5.3.5.5b Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

5.3.5.5c Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7V_{cR}$.

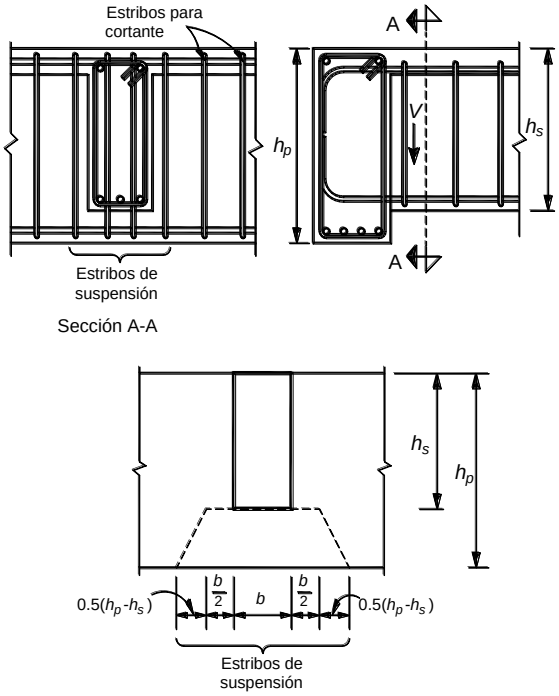


Figura 5.3.1 Transmisión de fuerzas y conexión entre vigas secundarias y principales

5.3.5.5d Refuerzo longitudinal en trabes

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

5.3.6 Fuerza cortante en losas y zapatas

5.3.6.1 Resistencia a fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de los incisos 5.3.3.1a, 5.3.3.1b y 5.3.5.1. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columnas y el 25 por ciento en las centrales (inciso 3.4.1).

b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procederá como se indica en los incisos 5.3.6.2 a 5.3.6.6.

5.3.6.2 Sección crítica

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa o zapata y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

a) Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a d/2, donde d es el peralte efectivo de la losa.

b) Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que d/2. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el inciso 5.3.6.2.a.

c) En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a d/2 de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.

d) Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en el inciso 3.4.1, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

5.3.6.3 Esfuerzo cortante de diseño

a) Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u, no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u, se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o\, d} \tag{5.3.34}$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección.

b) Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \tag{5.3.35}$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u, se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (figura 5.3.2). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1. En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.9D$. El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con el inciso 3.4.4.

5.3.6.4 Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

$$0.3F_R(0.5+\gamma)\sqrt{f_c'}\text{; ni de } 0.3F_R\sqrt{f_c'} \tag{5.3.36}$$

$$\left(F_R(0.5+\gamma)\sqrt{f_c'} \quad ; \quad \text{ni de } F_R\sqrt{f_c'} \right)$$

a menos que se suministre refuerzo como se indica en los incisos 5.3.6.5 y 5.3.6.6.

En la expresión anterior, γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la ecuación 5.3.36 y en los incisos 5.3.6.5 y 5.3.6.6 el factor de resistencia F_R se tomará igual a 0.65 en lugar de 0.75.

En losas planas y zapatas presforzadas en dos direcciones, que cumplan lo estipulado en el inciso 5.3.6.5, el esfuerzo cortante máximo de diseño no deberá exceder de

$$F_R[0.3(0.5+\gamma)\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc}] \tag{5.3.37}$$

$$\left(F_R[(0.5+\gamma)\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc}] \right)$$

donde f_{pc} es el valor promedio de f_{pc} en las dos direcciones ortogonales.

5.3.6.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

a) Consideraciones generales

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b, de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d, más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna. En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuya separación será 0.85 veces la calculada con la ecuación 5.3.29, sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 200 mm.

La separación determinada para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

b) Resistencia de diseño

Al aplicar la ecuación 5.3.29 se supondrá

$$V_u = v_u\, b\, d \tag{5.3.38}$$

y

$$V_{cR} = 0.13F_R\, bd\sqrt{f_c'} \tag{5.3.39}$$

$$\left(V_{cR} = 0.4F_R\, bd\sqrt{f_c'} \right)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia, calculado de acuerdo con el inciso 5.3.6.3.

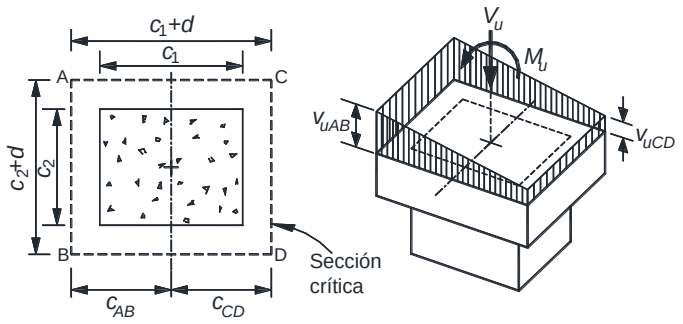
En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que:

$$0.4F_R\sqrt{f_c'} \tag{5.3.40}$$

$$\left(1.3F_R\sqrt{f_c'}\right)$$

5.3.6.6 Refuerzo mínimo

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que sea como el descrito en el inciso 5.3.6.5, usando estribos de 7.9 mm o más de diámetro, espaciados a no más de d/3. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.



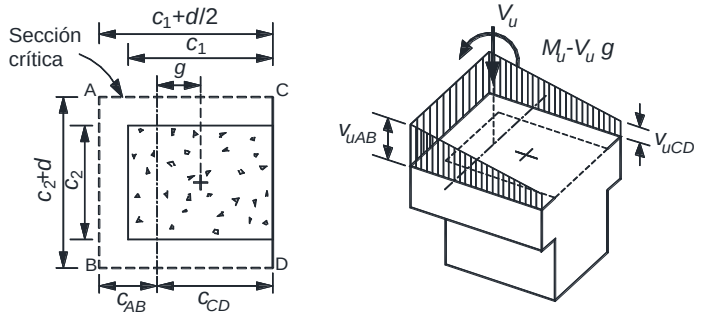
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha\, M_u\, c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha\, M_u\, c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2\,d\,(c_1 + c_2 + 2\,d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)\,d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)\,(c_1+d)^2}{2}$$

a) columna interior



$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha\,(M_u - V_u\, g)\, c_{AB}}{J_c}$$

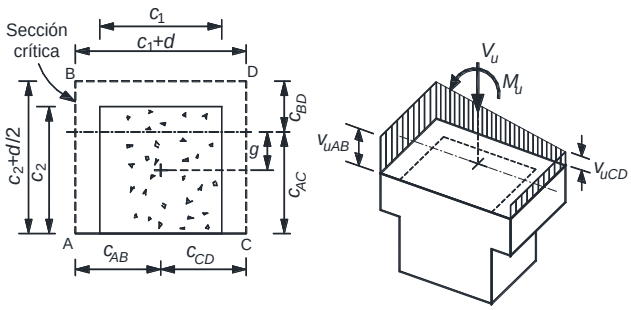
$$v_{uC} = v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha\,(M_u - V_u\, g)\, c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d\,(2\,c_1 + c_2 + 2\,d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_1 + d/2)^2\; d}{A_{cr}}; \qquad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$$

$$J_c = \frac{d\,(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)\,d^3}{6} + (c_2 + d)\,d\,c_{AB}{}^2 + 2(c_1 + d/2)\,d\left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

b) columna de borde con momento perpendicular al borde



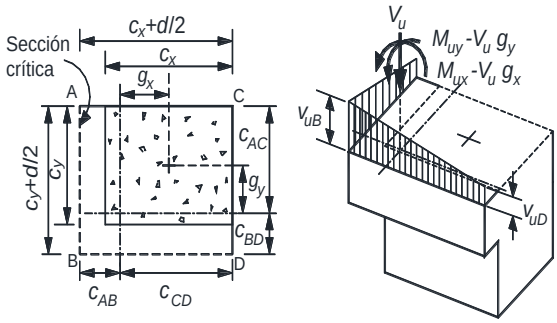
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha\, M_u\, c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha\, M_u\, c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d\,(c_1 + 2c_2 + 2\,d)$$

$$J_c = \frac{(c_1+d)d^3}{12} + \frac{(c_1+d)^3 d}{12} + 2(c_2 + d/2)\,d\left(\frac{c_1+d}{2}\right)^2$$

c) columna de borde con momento paralelo al borde



$$v_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x\,(M_{ux} - V_u\, g_x)\, c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y\,(M_{uy} - V_u\, g_y)\, c_{AC}}{J_{cy}}$$

$$v_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x\,(M_{ux} - V_u\, g_x)\, c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y\,(M_{uy} - V_u\, g_y)\, c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x\,(M_{ux} - V_u\, g_x)\, c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y\,(M_{uy} - V_u\, g_y)\, c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$A_{cr} = d\,(c_x + c_y + d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2\, d}{2\,A_{cr}}\ ; \qquad c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2\, d}{2\,A_{cr}}$$

$$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB}\ ; \qquad g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$$

$$J_{cx} = \frac{d\,(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2)\,d^3}{12} + (c_y + d/2)\,d\,c_{AB}^{\,2} + (c_x + d/2)\,d\left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d\,(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2)\,d^3}{12} + (c_x + d/2)\,d\,c_{BD}^{\,2} + (c_y + d/2)\,d\left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD}\right)^2$$

d) columna de esquina

Figura 5.3.2 Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

5.4 Torsión

5.4.1 Requisitos generales

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

En este inciso se entenderá por un elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que el cociente entre A_g y A_{cp} es menor que 0.85. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp}. A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp}. En el cálculo de A_{cp} y p_{cp}, en elementos colados monolíticamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa indicados en la figura 5.4.1 excepto cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp}, calculado para vigas con patines, sea menor que el calculado para la misma viga ignorando los patines.

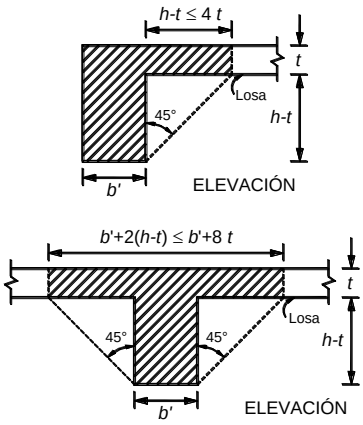


Figura 5.4.1 Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

Si la sección se clasifica como hueca, se usará A_g en lugar de A_{cp} en las ecuaciones 5.4.1, 5.4.2 y 5.4.3.

5.4.1.1 Cálculo del momento torsionante de diseño

En el análisis, para calcular T_u se usará la sección no agrietada.

5.4.1.1a Cuando afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (figura 5.4.2a), T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

5.4.1.1b Cuando no afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (figura 5.4.2 b), el momento torsionante de diseño, T_u, puede reducirse a los valores de las ecuaciones 5.4.1, 5.4.2. y 5.4.3 modificando las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio:

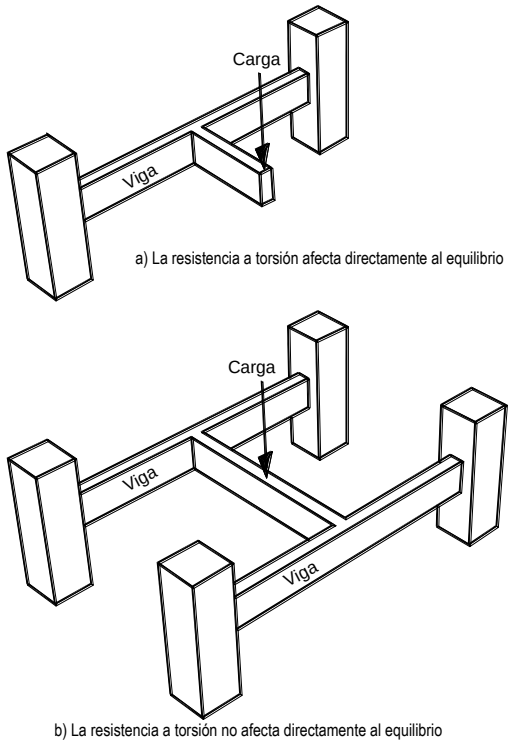


Figura 5.4.2 Ejemplos de vigas en las que existe torsión

a) Para elementos sin presfuerzo

$$T_u = F_R 0.3\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \tag{5.4.1}$$

$$\left(T_u = F_R\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para elementos con presfuerzo

$$T_u = F_R 0.3\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{3f_{cp}}{\sqrt{f_c'}}} \tag{5.4.2}$$

$$\left(T_u = F_R\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c'}}} \right)$$

c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u = F_R 0.3\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{3N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \tag{5.4.3}$$

$$\left(T_u = F_R\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

5.4.1.1c Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática

Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), el momento de diseño final, T_u, será como sigue:

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \tag{5.4.4}$$

donde:

T_{ui} momento torsionante de diseño (sin ninguna reducción), calculado considerando sólo las cargas que actúan en la condición isostática; y

T_{uh} momento torsionante de diseño, causado por las cargas adicionales a las que originan T_{ui}, que se tiene en la condición hiperestática. Para el cálculo de T_{uh} se considerará lo especificado en el inciso 5.4.1.1.b.

5.4.2 Casos en que puede despreciarse la torsión

Pueden despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u, cumple con lo siguiente:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$T_u < F_R 0.083\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \tag{5.4.5}$$

$$\left(T_u < F_R 0.27\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u < F_R 0.083\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{3N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \tag{5.4.6}$$

$$\left(T_u < F_R 0.27\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\sqrt{f_c'}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

b) Para miembros con presfuerzo

$$T_u < F_R 0.083\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{3f_{cp}}{\sqrt{f_c'}}} \tag{5.4.7}$$

$$\left(T_u < F_R 0.27\sqrt{f_c'}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c'}}} \right)$$

donde f_{cp} es el esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), en el centroide de la sección transversal que resiste las fuerzas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín.

En elementos de sección compuesta, f_{cp}, es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín, debido al presfuerzo y a los momentos que son únicamente resistidos por el elemento prefabricado.

Los elementos en que no pueda despreciarse la torsión, tendrán las dimensiones mínimas del inciso 5.4.3 y el refuerzo por torsión diseñado según el inciso 5.4.4.

5.4.3 Resistencia a torsión

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión deben ser tales que se cumpla lo siguiente:

a) Para elementos de sección transversal maciza

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right)^2 + \left(\frac{T_u\, p_h}{1.7\ A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67\sqrt{f_c'} \qquad (5.4.8)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right)^2 + \left(\frac{T_u\, p_h}{1.7\ A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2\sqrt{f_c'} \right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca

$$\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u\, p_h}{1.7\ A_{oh}^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67\sqrt{f_c'} \qquad (5.4.9)$$

$$\left(\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u\, p_h}{1.7\ A_{oh}^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2\sqrt{f_c'} \right)$$

donde:

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado; y
A_{oh} área comprendida por p_h, (figura 5.4.3).

Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ecuación 5.4.9 deberá evaluarse en la condición más desfavorable, es decir, cuando el término del lado izquierdo sea mínimo.

Si el espesor de la pared es menor que A_{oh} / p_h, se deberá usar:

$$\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u}{1.7\ A_{oh}\, t} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67\sqrt{f_c'} \qquad (5.4.10)$$

$$\left(\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u}{1.7\ A_{oh}\, t} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2\sqrt{f_c'} \right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

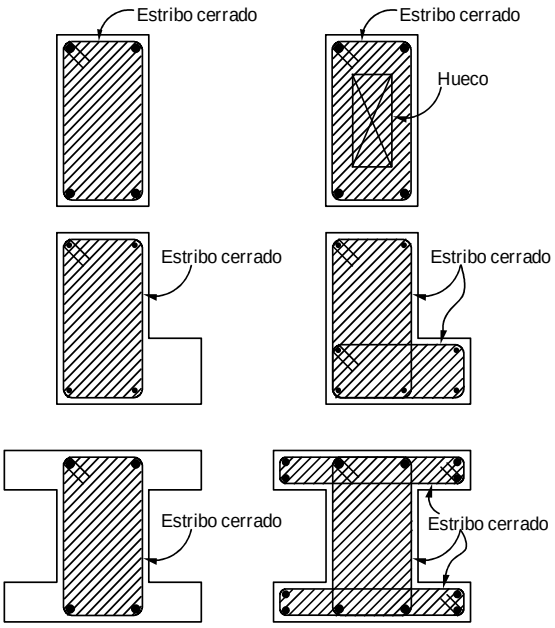


Figura 5.4.3 Definición del área Aoh (zonas sombreadas)

5.4.4 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

a) Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u \; s}{F_R \; 2 \, A_o \, f_{yv} \; \cot \; \varphi} \qquad (5.4.11)$$

donde:

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s;
A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a 0.85 A_{oh};
s separación de los estribos que resisten la torsión;
f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 420 MPa (4 200 kg/cm^2); y
φ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial (figura 5.4.4).

El ángulo φ no debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se recomienda que φ = 45 grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presforzados y φ = 37.5 grados para elementos totalmente presforzados.

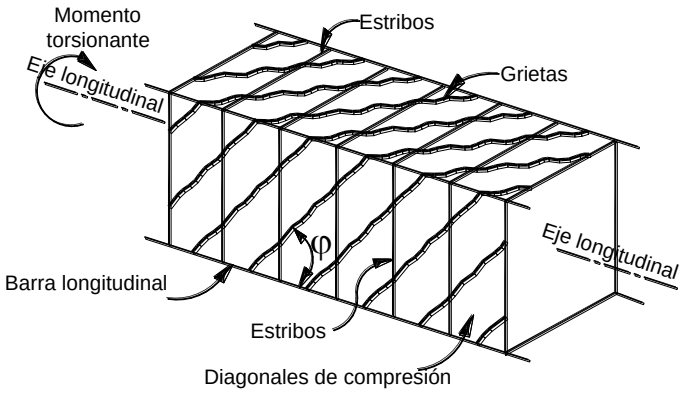


Figura 5.4.4 Analogía de la armadura espacial para, torsión

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st}, adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \varphi \tag{5.4.12}$$

donde:

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y
φ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ecuación 5.4.11].

5.4.4.1 Refuerzo mínimo

a) Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = 0.10\sqrt{f_c'}\,\frac{bs}{f_{yv}} \tag{5.4.13}$$

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30\sqrt{f_c'}\,\frac{bs}{f_{yv}} \right)$$

donde:

A_v área transversal de dos ramas de un estribo cerrado, en mm^2 (cm^2); y
A_t área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en mm^2 (cm^2).

En cualquier caso, el área de refuerzo transversal mínima deberá cumplir con

$$A_v + 2A_t \geq \frac{bs}{3f_{yv}} \tag{5.4.14}$$

$$\left(A_v + 2A_t \geq \frac{3.5bs}{f_{yv}} \right)$$

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f_c'}A_{cp}}{2.4f_y} - \frac{A_t}{s}p_h\frac{f_{yv}}{f_y} \tag{5.4.15}$$

$$\left(A_{st,min} = \frac{1.3\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s}p_h\frac{f_{yv}}{f_y} \right)$$

en donde:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{5.8f_{yv}} \tag{5.4.16}$$

$$\left(\frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75\ b}{f_{yv}} \right)$$

Cuando la ecuación 5.4.15 resulte en valores menores a cero, se proveerá refuerzo longitudinal de acuerdo con lo especificado en 5.4.4.2.b.

5.4.4.2 Detallado del refuerzo

Para el detallado de elementos sujetos a torsión se deberá cumplir con las especificaciones siguientes, así como las aplicables del capítulo 6.

a) Refuerzo transversal

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro, anclados por medio de ganchos que formen un ángulo de 135 grados, y por barras longitudinales o tendones. En miembros circulares los estribos serán circulares.

El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a separación y distribución del refuerzo.

El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia igual a la suma del peralte total más el ancho (h + b), más allá del punto teórico en que ya no se requiere.

En secciones huecas, la distancia entre el eje del refuerzo transversal por torsión y la cara interior de la pared de la sección hueca no será menor que

$$0.5\frac{A_{oh}}{p_h}$$

La separación s, determinada con la ecuación 5.4.11, no será mayor que p_h / 8, ni que 300 mm.

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá tener la longitud de desarrollo más allá de la sección donde deja de ser necesaria por torsión. El diámetro mínimo de las barras que forman el refuerzo longitudinal será de 12.7 mm (número 4).

En vigas presforzadas, el refuerzo longitudinal total (incluyendo el acero de presfuerzo) en una sección debe resistir el momento flexionante de diseño en dicha sección más una fuerza de tensión longitudinal concéntrica igual a $A_{st}\, f_y$, basada en la torsión de diseño que se tiene en la misma sección.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 300 mm y se colocará una barra en cada esquina de los estribos. Las barras o tendones longitudinales deberán colocarse dentro de los estribos.

5.5 Aplastamiento

5.5.1 Requisitos generales

Cuando un elemento de concreto o una placa de acero u otro material se apoye en una superficie de concreto, ésta deberá revisarse por aplastamiento.

5.5.2 Dimensionamiento

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (inciso 11.6.1.3).

5.5.3 Resistencia al aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que $F_R\, 0.85 f_c'$.

6. LONGITUD DE DESARROLLO, ANCLAJE Y REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

6.1 Anclaje

6.1.1 Requisito general

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico.

6.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

6.1.2.1 Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ecuación 6.1.1, por el factor o los factores indicados en la tabla 6.1.1. Las disposiciones de este inciso son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = \frac{1.15\, a_s\, f_y}{(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.36 \frac{d_b\, f_y}{\sqrt{f_c'}} \qquad (6.1.1)$$

$$\left(L_{db} = \frac{a_s\, f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b\, f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

donde:

a_s área transversal de la barra;
d_b diámetro nominal de la barra;
c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:
1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
2) la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr}\ f_{yv}}{10\ s\ n}$, si se usan MPa y mm, $\left(\frac{A_{tr}\ f_{yv}}{100\ s\ n}\text{, kg/cm}^2\text{ y cm}\right)$;

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s, y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;
f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal;
s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d; y
n número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d, de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d.

6.1.2.2 Barras con dobleces

Este inciso se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados que cumplan con los requisitos de la sección 6.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12\,d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4\,d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (figura 6.1.1). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión:

$$0.24\ d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \qquad (6.1.2)$$

$$\left(0.076\ d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\right)$$

por el factor o los factores de la tabla 6.1.2 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8\,d_b$.

Tabla 6.1.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo[1]

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm^2).	$2-\frac{420}{f_y}$; $\left(2-\frac{4200}{f_y}\right)$
Acero de flexión en exceso [2]	$\frac{A_{s,requerida}}{A_{s,\,proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	

– Recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	1.5
– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

[1] Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;
[2] Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos con ductilidad alta.

6.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

Cuando no haya espacio suficiente para anclar barras con doblez, se puede usar anclajes mecánicos según lo dispuesto en el inciso 6.6.1.3.

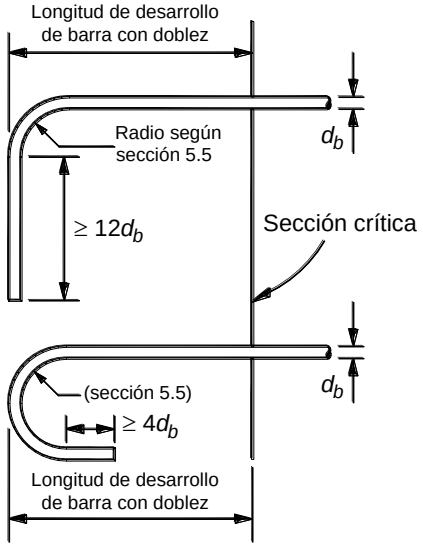


Figura 6.1.1 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 6.1.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces[1]

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$[2]	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

[1] Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;
[2] El primer estribo debe confinar la parte doblada de la barra, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del doblez.

6.1.4 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo, ni menos de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 6.5.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

6.1.5 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 50 mm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 200 mm.

6.1.6 Requisitos adicionales

6.1.6.1 Vigas y muros

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere el inciso 6.1.1, se valuará con el máximo momento flexionante de diseño que actúa en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Los requisitos del inciso 6.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

a) Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.

b) En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de vigas libremente apoyadas.

c) A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d, que se define en el inciso 6.1.2.

d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblez de 90 ó 180 grados, seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente. El doblez debe cumplir con los requisitos de la sección 6.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblez, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblez.

Además de los anteriores, deben cumplirse los siguientes requisitos:

e) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

f) Cuando la viga sea parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo. Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

6.1.6.2 Columnas

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones del inciso 9.7.5.2.

Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25.

En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito del inciso 6.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

6.2 Revestimientos

De acuerdo con lo indicado en la sección 3.8.

6.3 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

a) Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;

b) Un tercio del espesor de losas; ni

c) Dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo.

Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

6.4 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en el inciso 8.2.2.d. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes y determinar su recubrimiento, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

6.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/19\sqrt{f_c'}$ veces el diámetro de la barra doblada ($f_y/60\sqrt{f_c'}$ si se usan kg/cm^2), a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblez no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva Norma Mexicana, de las indicadas en la sección 2.2.

En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

6.6 Uniones del refuerzo

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán los requisitos de los incisos 8.2.2, 9.2.2 y 9.3.3.

6.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión

6.6.1.1 Requisitos generales

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando mucho se unan barras alternadas.

6.6.1.2 Traslapes

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d, calculada según el inciso 6.1.2.1, ni menor que $(0.1 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en MPa, o $(0.01 f_y - 6)\, d_b$, si se usan kg/cm^2).

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

6.6.1.3 Anclajes mecánicos

Los anclajes mecánicos deben ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto. Pueden ser, por ejemplo, placas soldadas a las barras, o dispositivos manufacturados para este fin. Los anclajes mecánicos deben diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayes. Bajo cargas estáticas, se puede admitir que la resistencia de una barra anclada es la suma de la contribución del anclaje mecánico más la adherencia en la longitud de barra comprendida entre el anclaje mecánico y la sección crítica..

6.6.1.4 Uniones soldadas o mecánicas

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 50 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán los requisitos de los incisos 6.6.1.5 y 6.6.1.6.

Para que el acero sea soldable, debe cumplir con el requisito de carbono equivalente establecido en la norma NMX-B-457-CANACERO.

Las uniones con soldadura se deberán realizar siguiendo las especificaciones y métodos expuesto en el “Structural Welding Code Reinforcing Steel”. AWS D1.4 y AWS D12.1.

La verificación de las soldaduras se realizará de acuerdo con lo establecido en 15.2.3.

La verificación de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará de acuerdo con lo establecido en 15.2.4.

6.6.1.5 Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta

a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con la sección 6.6. No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

6.6.1.6 Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta

a) Se aceptarán dos tipos

1) El tipo 1 deberá cumplir los requisitos especificados en 6.6; y

2) El tipo 2, además de cumplir con los requisitos especificados en 6.6, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

b) Los dispositivos mecánicos del tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos tipo 2 en cualquier lugar.

6.6.2 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según el inciso 6.1.3, ni que $(0.1 f_y – 10)$ veces el diámetro de la barra, f_y en MPa, o $((0.01 f_y – 10) d_b$, si se usan kg/cm^2).

6.6.3 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5 f_y$. Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 50 mm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5 f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 50 mm.

6.7 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660\ x_1}{f_y\ (x_1 + 1000)} \tag{6.7.1}$$

$$\left(a_{s1} = \frac{660\ x_1}{f_y\ (x_1 + 100)} \right)$$

donde:

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5 x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

6.8 Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 6.3.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 40 mm.

6.9 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión (inciso 15.3.11), serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

7. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA

7.1 Requisitos especiales

Los elementos estructurales de ductilidad baja deberán cumplir con las disposiciones de esta sección, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

7.1.1 Características mecánicas de los materiales

7.1.1.1 Concreto

Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm^2). Los concretos de alta resistencia deberán cumplir con los requisitos especificados en 12.2.

7.1.1.2 Acero de refuerzo

Las barras de refuerzo que resistan fuerzas axiales y de flexión producidas por sismo en elementos de marcos y de bordes de muros serán corrugadas, con fluencia definida, de acero normal o de baja aleación, de cualquiera de los grados normalizados, que cumplan, respectivamente, con los requisitos de las normas mexicanas NMX-C-407-ONNCCE y NMX-B-457-CANACERO.

El valor de f_y para el refuerzo transversal, incluyendo los refuerzos en hélice, no debe exceder de 420 MPa (4200 kg/cm^2).

7.1.2 Elementos prefabricados

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio (sección 15.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos del inciso 7.2.7.

Se debe asegurar la integridad estructural de los sistemas prefabricados. Todos los miembros deben estar conectados al sistema estructural resistente a cargas laterales y a sus miembros de soporte.

7.2 Vigas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u, sea menor que $A_g f_c'/10$, en los que sean aplicables las hipótesis de la sección 3.5 y que formen parte de estructuras de ductilidad baja (Q = 2).

7.2.1 Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b, no debe exceder de 6. Para valuar h/b en vigas T o I, se usará el ancho del alma, b'.

7.2.2 Refuerzo mínimo a flexión

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

7.2.3 Refuerzo máximo a flexión

El refuerzo máximo de tensión no excederá de 90 por ciento del área balanceada calculada de acuerdo con el inciso 5.1.1.1.

7.2.4 Refuerzo por tensión diagonal

Se aplicará lo especificado en el inciso 5.3.5.

7.2.5 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión.

7.2.6 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con la sección 6.7, el cual deberá cumplir con lo estipulado en el inciso 5.3.5.5d. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de la sección 3.5.

7.2.7 Vigas de sección compuesta

7.2.7.1 Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquense las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, o falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

7.2.7.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal

a) El esfuerzo cortante horizontal, v_h, en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la ecuación 7.2.1.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R \; b_v \; d} \qquad (7.2.1)$$

donde:

V_u fuerza cortante de diseño;
b_v ancho del área de contacto; y
d peralte efectivo de la sección compuesta.

b) Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

c) Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los esfuerzos resistentes siguientes:

1) En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 0.3 MPa (3 kg/cm²). Se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más;

2) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso 7.2.7.2.d y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 0.6 MPa (6 kg/cm²); y

3) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso 7.2.7.2.d y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 2.5 MPa (25 kg/cm²).

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 2.5 MPa (25 kg/cm²), el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3.

d) Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 7.2.7.2.c.2 y 7.2.7.2.c.3, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $0.3/f_y$ veces el área de contacto f_y en MPa, ($3/f_y$, con f_y en kg/cm²). Su separación no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 600 mm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar al menos 80 por ciento del esfuerzo de fluencia.

7.2.7.3 Efectos de la fuerza cortante vertical

Los efectos de la fuerza cortante vertical en miembros compuestos se tomarán en cuenta como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma (sección 5.3).

7.3 Columnas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u, sea mayor que $A_g f'_c/10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad baja (Q=2).

7.3.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos mayores que las resistencias a flexión de las vigas, de tal manera que se cumpla el criterio de diseño de columna fuerte-viga débil.

7.3.3 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

7.3.4 Requisitos para refuerzo transversal

7.3.4.1 Criterio general

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes.

7.3.4.2 Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

a) $269/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y, en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, u $850/\sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm²);

b) 48 diámetros de la barra del estribo; ni que

c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

a) la dimensión transversal máxima de la columna;

b) un sexto de su altura libre; ni que

c) 600 mm

arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en la sección 7.7.1.

7.3.4.3 Detallado

a) Estribos y zunchos

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en el inciso 6.1.4; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5). Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en el inciso 6.1.4. El esfuerzo de diseño de los estribos no será superior a 420 MPa, (4200 kg/cm²).

b) Grapas

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135 grados alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 80 mm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

7.3.4.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p_s, no será menor que

$$0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12\frac{f_c'}{f_y} \qquad (7.3.1)$$

donde:

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo;
A_g área transversal de la columna; y
f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

El esfuerzo de fluencia de diseño del acero de la hélice o estribo no debe ser mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²). La distancia libre entre dos vueltas consecutivas o entre dos estribos no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor que 70 mm. Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media. Los estribos se anclarán como se indica en el inciso 7.3.4.3.

7.4 Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad baja (Q=2).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m, y la altura crítica, H_{cr}, definida en el inciso 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

7.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones complementarias de los incisos 7.4.1.1 y 7.4.1.2.

7.4.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

7.4.1.2 Refuerzo mínimo

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.3 f_c' A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la sección 6.7, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en el inciso 7.3.3 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en la sección 6.7.

7.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

7.4.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de este inciso se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3 f_c' A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en el inciso 7.4.1 y en la sección 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Los muros diseñados de acuerdo con este inciso 7.4.2 no requieren los elementos de refuerzo en los extremos referidos en inciso 8.4.2.4.

7.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño

En muros en que $H_m/L \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u / 4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr}, se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (figura 7.4.1). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr}, medida desde la planta baja hacia arriba.

7.4.2.3 Flexión y flexocompresión

a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas cumpliendo con las especificaciones de las secciones 3.5, 5.1 y 5.2, con excepción del inciso 5.1.1.2. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines y de los elementos extremos (si existen) y en el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como lo especifican los incisos 6.1.1, 6.1.2 y 6.1.4.

La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas demandadas por los elementos extremos y el alma.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante (ver los incisos 7.4.2.4 y 7.4.2.5). Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano; o

2) $0.25H_m$.

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación 7.4.1 si la carga vertical de diseño, P_u no es mayor que $0.3F_R\ t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión A_s/td, no excede de 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 7.4.2; y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

$$M_R = F_R A_s f_y z \qquad (7.4.1)$$

$$z = 1.2H_m \qquad \text{si} \quad \frac{H_m}{L} \leq 0.5 \qquad (7.4.2)$$

$$z = 0.4\left(1 + \frac{H_m}{L}\right)L \qquad \text{si} \quad 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 0.8L \qquad \text{si} \quad 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida por la ecuación 5.1.18.

b) Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación H_m/L no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25 - 0.1H_m/L)L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

Si la relación H_m/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a 0.15L medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial, respetando las disposiciones de la sección 6.1 y el inciso 7.4.2.2.

c) Restricción contra pandeo del refuerzo vertical

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas con separación no mayor que:
$269/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y, en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, u $850/\sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm^2); 48 diámetros de la barra del estribo; ni que el ancho del muro.

El detallado de los estribos o grapas debe cumplir con lo especificado en el inciso 7.3.4.3

7.4.2.4 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR}, que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o H_s/L del segmento (véase el inciso 8.4.2.4) no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 7.4.3

$$V_{cR} = 0.27F_R\sqrt{f_c'}\,tL \qquad (7.4.3)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85F_R\sqrt{f_c'}\,tL \right)$$

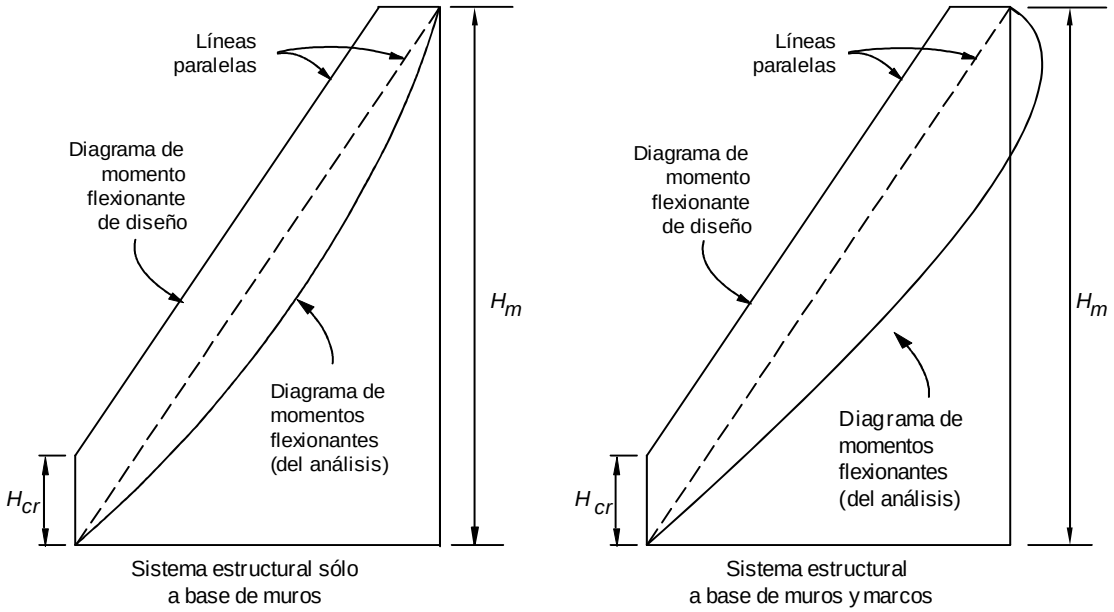


Figura 7.4.1 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro

2) Si H_m/L o H_s/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las ecuaciones 5.3.1 o 5.3.2 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a 0.8L. Cuando H_m/L o H_s/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo y la del segmento considerado.

b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones 7.4.4 y 7.4.5, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 7.4.2.4c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m, se calculará con la expresión

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R \; f_y A_{cm}} \tag{7.4.4}$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n, con

$$p_n = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H_m}{L}\right)\left(p_m - 0.0025\right) \tag{7.4.5}$$

donde:

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m \; t}; \qquad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n \; t};$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;
A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m; y
A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n.

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m. Si la relación H_m/L o H_s/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m.

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm . Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19\sqrt{f_c'}$ en MPa (o $0.6\sqrt{f_c'}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u, sea mayor que:

$$0.63F_R A_{cm}\sqrt{f_c'} \qquad (7.4.6)$$

$$\left(2F_R A_{cm}\sqrt{f_c'} \right)$$

e) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deben colocarse dos barras de 12.7 mm de diámetro (número 4), o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d, desde las esquinas de la abertura.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con el inciso 15.3.10.

7.4.2.5 Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en el inciso 10.3.7.

7.5 Losas apoyadas en su perímetro

Las disposiciones de esta sección se aplican a losas apoyadas en su perímetro que forman parte de estructuras de ductilidad baja (Q=2). El análisis estructural de estas losas se hará de acuerdo con la sección 3.3.

7.5.1 Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 3.3.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s \leq 252 \text{ MPa y } w \leq 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\left(f_s \leq 2\,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \right)$$

para otras combinaciones de f_s y w, el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.182\ \sqrt[4]{f_s w} \qquad (7.5.1)$$

$$\left(0.032\ \sqrt[4]{f_s w} \right)$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m^2 (f_s puede suponerse igual a $0.6 f_y$) (f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2, respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

7.5.2 Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \qquad (7.5.2)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$0.16 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c'} \right)$$

7.5.3 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas del inciso 7.2.1 que sean pertinentes.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo por cambios volumétricos, normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de la sección 6.7.

7.5.4 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los de la sección 7.6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm actuando en la posición más desfavorable.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa se apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en el inciso 5.3.5.2 cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, sea menor que V_{cR}. Tampoco será necesario cumplir con el requisito mencionado en las nervaduras de losas planas; para estos elementos el refuerzo mínimo por fuerza cortante se establece en el inciso 5.3.6.5.

7.5.5 Sistemas de piso prefabricados

En edificios con sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Para este fin se aplicará lo dispuesto en la sección 7.8.

Cuando no pueda garantizarse mediante el firme la acción conjunta de un sistema de piso prefabricado a base de elementos paralelos, se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

7.6 Losas planas

7.6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquéllas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 100 mm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 2.5h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5h adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre−eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de la sección 7.8, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

7.6.2 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1-\alpha = \frac{1}{1+0.67\sqrt{(c_1+d)\,/\,(c_2+d)}} \qquad (7.6.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α, se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en el inciso 7.6.7.

7.6.3 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

a) Determínese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en el inciso 7.6.6, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.

b) Determínese el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, M_u.

7.6.4 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de los incisos 7.6.2 y 7.6.3, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

a) Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

b) Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

c) En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

d) Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

e) Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de la sección 6.1 que sean aplicables.

f) Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos del inciso 5.1.4.1 y la sección 6.7, respectivamente. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión del inciso 5.1.4.2.

g) Se deberá colocar refuerzo de integridad estructural que cruce el núcleo de la columna correspondiente. Este refuerzo consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo, y que en todos los casos sean capaces de fluir en las caras de la columna. En conexiones interiores, el área del refuerzo de integridad estructural, en mm^2 (cm^2), en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{sm} = \frac{550\ w_u\ l_1\ l_2}{f_y} \qquad (7.6.2)$$

$$\left(A_{sm} = \frac{0.55\ w_u\ l_1\ l_2}{f_y} \right)$$

donde w_u es la carga de diseño de la losa, en kN/m^2 (kg/m^2), pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa, l_1 y l_2 son los claros centro a centro en cada dirección principal, en m. Para conexiones de borde, el área A_{sm} calculada con la ecuación 7.6.2 se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor valor de A_{sm} cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. En el área de refuerzo de integridad estructural se incluirán las barras de lecho inferior que por otros requisitos crucen el núcleo de la columna

7.6.5 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia c/2 del eje de columnas correspondientes. Aquí, c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

7.6.6 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla 7.6.1.

Tabla 7.6.1 Distribución de momentos en franjas de losas planas

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos[1]	60	40
Momentos negativos	75	25

[1] Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

7.6.7 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones del inciso 5.3.6 con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

7.6.8 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL\,(1-2c/3L) \tag{7.6.3}$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos del inciso 7.6.9.

$$k = 0.0034\sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.020 \tag{7.6.4}$$

$$\left(k = 0.0006\sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.020 \right)$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.0043\sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.025 \tag{7.6.5}$$

$$\left(k = 0.00075\sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.025 \right)$$

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kN/m^2, y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L (usar f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2, respectivamente, para las expresiones entre paréntesis).

Los valores obtenidos con la ecuación 7.6.3 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

7.6.9 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

7.6.10 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante del inciso 5.3.6 y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión del inciso 5.1.4.2, calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

7.7 Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones de vigas o losas con columnas que forman parte de estructuras de ductilidad baja (Q=2).

7.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser tal que su separación no sea mayor y su diámetro no sea menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. Al menos se colocarán dos juegos de refuerzo transversal entre los lechos superior e inferior del refuerzo longitudinal de vigas o losa.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

7.7.2 Resistencia del concreto en las intersecciones

Cuando el concreto de las columnas tenga una resistencia diferente a la del concreto de las vigas o losas, se usará en la intersección el concreto que tenga mayor resistencia. La zona en que se use el concreto de mayor resistencia se deberá extender hasta una distancia igual a dos veces el peralte total de la losa a partir del perímetro de la columna.

7.7.3 Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna. La revisión se efectuará de acuerdo con el inciso 6.1.2.2, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8\,d_b$, ni el tramo recto de $12\,d_b$ que sigue al doblez.

7.7.4 Conexiones prefabricadas

Las conexiones se diseñarán de modo que, el grado de restricción que proporcionen, esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen. Cuando una conexión forme parte del sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos que 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita y 1.4 para conexión columna con columna.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

Las conexiones deberán cumplir los requisitos siguientes:

a) Cuando se diseñen conexiones usando materiales con diferentes propiedades estructurales, se deberá de tomar en cuenta sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.

b) En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia, f_c', del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.

c) El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²) y deberá de anclarse apropiadamente dentro de los miembros a conectar.

d) En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación indicados en estas Normas para estructuras coladas en el lugar de manera que se asegure la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, de acuerdo con el valor de Q usado al diseñar.

e) Si la conexión se realiza dentro del nudo deberá cumplir con los requisitos mencionados en la sección 7.1. Se deberá asegurar el confinamiento del nudo como se indica en el inciso 7.7.1 y que la articulación plástica se presente en la viga.

f) Cuando se utilicen colados en sitio para garantizar la continuidad de una conexión, donde quiera que ésta se encuentre, deberán realizarse por la parte superior de ella obligando al uso de cimbras en caras laterales (costados) e inferiores (fondo) de la conexión.

g) Al detallar las conexiones deben especificarse las holguras para la manufactura y el montaje. Los efectos acumulados de dichas holguras deberán considerarse en el diseño de las conexiones. Cuando se diseñe la conexión para trabajar monolíticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.

h) Las conexiones se detallarán para minimizar el agrietamiento potencial debido a las restricciones por fuerzas de cambio volumétrico.

i) Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.

j) Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

7.8 Diafragmas y elementos a compresión

7.8.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos. Se aplican a elementos que formen parte de estructuras de ductilidad baja.

7.8.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados

En sistemas de piso o techo prefabricados se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. También se aceptará un firme que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas y detalladas para resistir las acciones de diseño en el plano. En este caso, la superficie de concreto endurecido cumplirá con el inciso 15.3.10 y con la rugosidad del inciso 5.3.3.3. En todo caso se deberán colocar los elementos de refuerzo prescritos en la sección 6.7.

7.8.3 Espesor mínimo del firme

El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 30 mm.

7.8.4 Diseño

Los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de concreto y columnas. En lo que se refiere a aberturas se aplicará lo prescrito en el inciso 7.4.2.4e.

Para revisar los estados límite de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

7.8.5 Refuerzo

El refuerzo mínimo por fuerza cortante no será menor de 0.0025. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá de 250 mm. El refuerzo por fuerza cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de corte.

7.8.6 Elementos de refuerzo en los extremos

Los elementos de refuerzo en los extremos de diafragmas podrán estar incluidos en el espesor del diafragma o bien, preferentemente, en vigas de borde.

Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para resistir la suma de la fuerza axial directa factorizada actuando en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento M_u en la sección entre la distancia entre los elementos extremos de frontera del diafragma en esa sección.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c'$, contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en el inciso 7.3.4. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se valuarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Las barras de refuerzo longitudinal de elementos extremos deberán ser continuas y podrán ser unidas mediante traslapes, soldadura o dispositivos mecánicos. En todo caso, deberán poder alcanzar su esfuerzo de fluencia. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con el inciso 6.6.1.4.

En las zonas de traslape y anclaje se deberá suministrar refuerzo transversal en cuantía al menos igual a la mínima del inciso 5.3.5.1, excepto cuando se coloque el refuerzo transversal prescrito en el inciso 7.3.4.

7.9 Elementos estructurales en cimentaciones

7.9.1 Alcance

A los elementos estructurales en cimentaciones se les aplicarán los requerimientos especificados de esta sección, los de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, así como todos los de estas Normas Técnicas Complementarias que no se contrapongan a ellos.

7.9.2 Análisis y diseño

El modelo de análisis debe de contemplar todo el sistema de cimentación. Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a las otras solicitaciones correspondientes a la condición de carga en estudio y afectados por los factores de carga correspondientes.

Las fuerzas actuantes en la cimentación se deben calcular según lo especificado en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Los detalles de los elementos de la superestructura que se extiende por debajo de la base de la estructura hacia la cimentación requieren ser consistentes con los de la parte de arriba de la base.

7.9.3 Zapatas

7.9.3.1 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 300 mm.

7.9.3.2 Diseño por flexión

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

a) En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

b) En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

c) En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1, una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2, son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

7.9.3.3 Diseño por cortante

Los cálculos para diseño por cortante requieren que las reacciones en el suelo se obtengan de las cargas factorizadas y que el diseño sea de acuerdo con las ecuaciones apropiadas del capítulo 5. Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en los incisos 5.3.6.1 y 5.3.6.2.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia fuera de dicha sección (D_p es el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para calcular la fuerza cortante en una sección situada dentro del diámetro del pilote se interpolará linealmente.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en el inciso 5.3.6

7.9.3.4 Anclaje

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

7.9.3.5 Diseño por aplastamiento

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán los valores consignados en la sección 5.5.

7.9.3.6 Cortante por penetración

En el caso de zapatas que contengan pilas y o pilotes deberá hacerse una revisión del cortante por penetración.

7.9.4 Contratrabes y trabes de liga

7.9.4.1 Dimensiones mínimas

Además de cumplir con las disposiciones de la sección 7.1 para trabes, la menor de las dimensiones de la sección transversal de trabes de liga y contratrabes diseñadas como elementos de unión entre muros, contratrabes, pilas y o pilotes, en cajones de cimentación o entre zapatas debe ser igual o mayor que el claro libre entre columnas dividido entre 20, pero no requiere ser mayor que 450 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con una separación que no exceda la mitad de la dimensión menor de dicha sección transversal o 300 mm.

7.9.4.2 Uniones con otros elementos

Las contratrabes diseñadas como elementos de unión entre pilas o pilotes o entre zapatas deben tener acero de refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse en la columna o más allá de la columna de apoyo o deberá ser anclado en las cabezas de pilas o pilotes y en todas las discontinuidades.

Las contratrabes y trabes que sean parte de una cimentación a base de zapatas o cajones sujetas a flexión de columnas que son parte del sistema sismo resistente deberán de cumplir con las mismas especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico que los elementos de la superestructura.

7.9.5 Losas de cimentación

Las losas de cimentación que resistan fuerzas sísmicas de columnas o muros que son parte del sistema sismo resistente deben diseñarse como diafragmas y cumplir con lo prescrito en la sección 7.8. Los planos y memorias deberán indicar si éstas son parte del sistema sismo resistente y evitar cortes a dicha losa. Se deberá revisar en dichas losas los efectos de fuera de fase del movimiento potencial del terreno.

7.9.6 Pilas y pilotes

7.9.6.1 Pilas y pilotes en tensión

Cuando las pilas y pilotes resistan fuerzas de tensión, se debe proporcionar acero longitudinal en la longitud total resistente a esas fuerzas de tensión, despreciando la contribución del concreto. Dicho refuerzo deberá detallarse para transferir las fuerzas de tensión de la cabeza de la pila o pilote al miembro de la estructura de soporte.

Cuando las fuerzas a tensión sean transferidas por barras post-instaladas o con elementos con grout, se deberá demostrar que las barras puedan desarrollar un esfuerzo de$1.25f_y$.

7.9.6.2 Refuerzo longitudinal en pilas y pilotes

El refuerzo a flexocompresión se extenderá más allá de la zona resultante del análisis, donde solo se trabaja a compresión una longitud igual a 6 veces la dimensión menor de la pila o pilote más una longitud de desarrollo.

7.9.6.3 Refuerzo transversal en pilas y pilotes

El refuerzo longitudinal deberá ser confinado por estribos o hélices no menores del número 3 para pilotes y del número 4 para pilas. La separación del refuerzo de confinamiento no excederá el menor de: 12 diámetros de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la pila o pilote o 300 mm.

7.9.6.4 Elementos clasificados como columnas

Los elementos de cimentaciones profundas que no estén rodeados por suelo deben diseñarse como columnas.

7.9.6.5 Conexión con otros elementos estructurales

El refuerzo deberá penetrar en el otro elemento una distancia igual a su longitud de desarrollo.

8. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA

8.1 Requisitos especiales

Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad media descritos en la Tabla 4.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

En lo referente a los valores de Q, debe cumplirse con las secciones 5.1 y 5.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En el caso de estructuras prefabricadas, se podrá usar un factor Q igual a 3, cuando la estructura emule a una colada en sitio y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que el 70 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento de que se trate o a dos peraltes de la sección crítica. Además, la estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y con el Capítulo 7 de estas Normas, que no se contrapongan con lo que se especifica en este Capítulo 8.

8.1.1 Características mecánicas de los materiales

8.1.1.1 Concreto

Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm^2). Los concretos de alta resistencia deberán cumplir con los requisitos especificados en 12.2.

8.1.1.2 Acero de refuerzo

Las barras de refuerzo que resistan fuerzas axiales y de flexión producidas por sismo en elementos de marcos y de bordes de muros serán corrugadas, de baja aleación, con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm^2) o de 550 MPa (5500 kg/cm^2) que cumplan con los requisitos establecidos en la norma mexicana NMX-B-457-CANACERO.

También se permite el empleo de acero normal con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm^2) o 520 MPa (5200 kg/cm^2) que cumpla con los requisitos de la norma mexicana NMX-C-407-ONNCCE, siempre y cuando:

a) Los ensayos realizados al material indiquen que el acero tiene fluencia definida y que el esfuerzo de fluencia no excede al nominal en más de 130 MPa (1300 kg/cm^2).

b) La relación entre el esfuerzo máximo de tensión y el esfuerzo de fluencia no sea menor de 1.25.

El valor de f_y para el refuerzo transversal, incluyendo los refuerzos en hélice, no debe exceder de 420 MPa (4200 kg/cm^2).

8.2 Vigas

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad intermedia (Q=3). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ecuación 8.2.1.

$$P_u \leq A_g f_c'/10 \qquad (8.2.1)$$

8.2.1 Requisitos geométricos

a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;

b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35;

c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 4.0;

d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y

e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

8.2.2 Refuerzo longitudinal

a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, p, no excederá del 75 por ciento del área balanceada calculada de acuerdo con el inciso 5.1.1.1.

b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga−columna no será menor que un tercio del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.

c) No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

1) Dentro de los nudos (uniones viga−columna);
2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño del nudo; y
3) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco.

d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de los incisos 6.6.1.5 ó 6.6.1.6, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

8.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos 8.2.3.b a 8.2.3.e, en las zonas siguientes (figura 8.2.1):

1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y
2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes (2h) de toda sección donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales del marco. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.

b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

1) 0.25d;
2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o
4) 300 mm.

c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 6.5. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

d) En las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, se usarán estribos de por lo menos cuatro ramas si el ancho de la viga excede de 40 cm.

e) Fuera de las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la separación de los estribos no será mayor que 0.5d a todo lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (inciso 8.2.4).

8.2.4 Requisitos para fuerza cortante

8.2.4.1 Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (figura 8.2.2). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.25 f_y. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. En el caso de vigas que formen parte de conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna (Sección 9.8), para calcular la fuerza cortante de diseño se podrá usar el método anterior considerando que el claro ℓ de la figura 8.2 es la distancia centro a centro entre dichas articulaciones. El refuerzo por cortante así diseñado se deberá extender dentro de la región de la viga comprendida entre las secciones 1 y 2 definidas en el inciso 9.8.2.

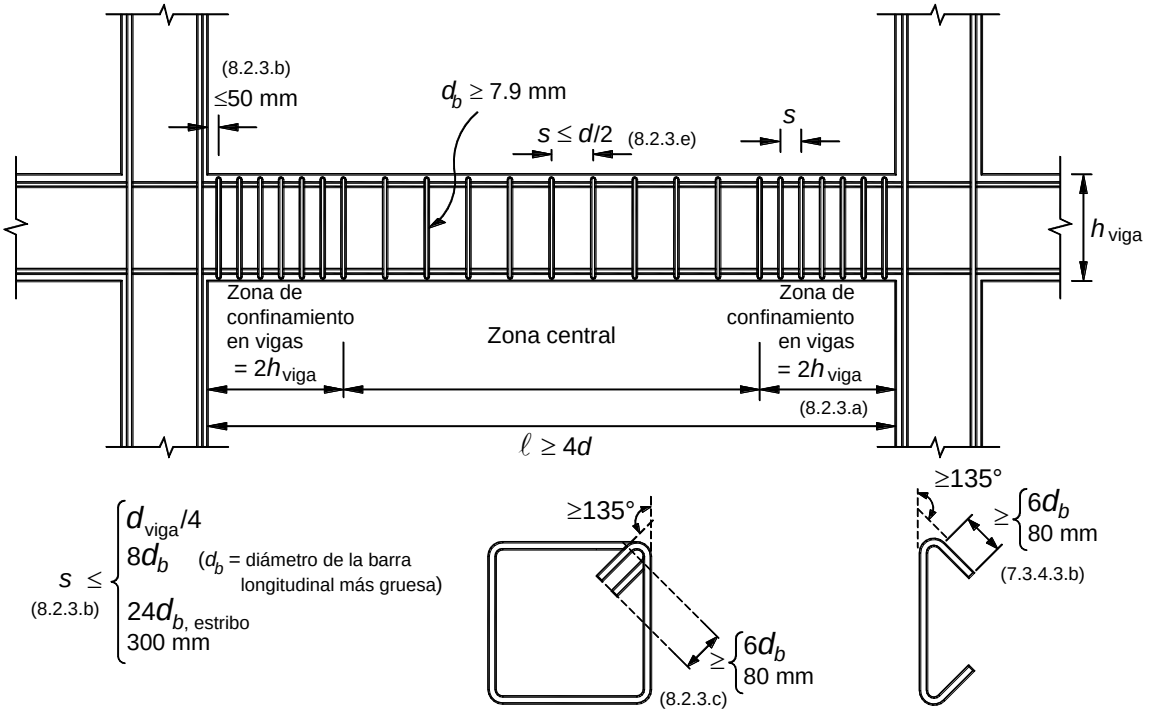


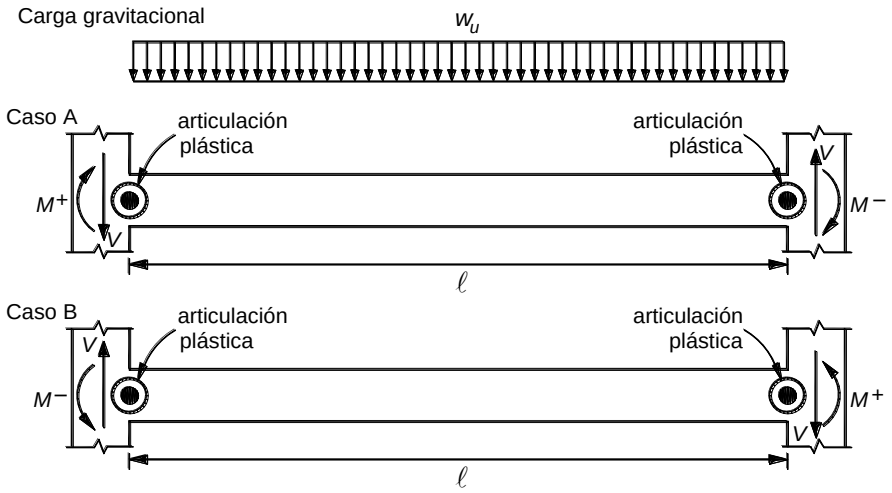
Figura 8.2.1 Detallado de elementos a flexión de ductilidad media

8.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.2.4.1. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en el inciso 5.3.4.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en el inciso 8.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en el inciso 8.2.3.c.



$$M^+, M^- \quad \Rightarrow \quad F_R = 1 \qquad f_s = 1.25 f_y \qquad V = \frac{M^+ + M^-}{\ell} + \frac{w_u}{2}$$

El sentido de la fuerza cortante V depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño w_u y de aquélla que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 8.2.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de ductilidad media

8.3 Columnas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u, sea mayor que $A_g f'_c/10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad media (Q=3).

8.3.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250 mm.

8.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

8.3.2.1 Procedimiento general

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 8.3.1

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \qquad (8.3.1)$$

donde:

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 8.3.1 en los nudos de azotea.

8.3.3 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

Se deberán cumplir los requisitos del inciso 7.3.3

8.3.4 Requisitos para fuerza cortante

8.3.4.1 Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5.

8.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{cR}, si se satisface simultáneamente que:

a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c'/20$; y que

b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.3.4.1.

8.3.4.3 Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo para fuerza cortante deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.3.4, excepto que el diámetro de la barra para los estribos no será menor que 9.5 mm (número 3).

8.4 Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad media (Q=3).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m, y la altura crítica, H_{cr}, definidas en el inciso 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

8.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse con las especificaciones del inciso 7.4.1.

8.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

8.4.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3 f_c' A_g$, con relación L_m/t no mayor de 70 (donde L_m es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L_m/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en el inciso 7.4.1 y la sección 5.2 El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

En los muros diseñados de acuerdo con esta sección se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en los extremos con los procedimientos del inciso 8.4.2.4.

8.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo establecido en el inciso 7.4.2.2.

8.4.2.3 Flexión y flexocompresión

Se aplicará lo establecido en el inciso 7.4.2.3, agregando al final del inciso 7.4.2.3 b la siguiente frase:

Cuando sean necesarios los elementos de refuerzo en los extremos a que se refiere el inciso8.4.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L_m.

8.4.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b (figura 8.4.1). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 8.4.2.4.c. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en el inciso 7.4.2.3.a.

a) Los requisitos de este inciso son aplicables a muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical, figura 8.4.1. Los muros o segmentos que no satisfagan lo anterior se deberán diseñar según el inciso 8.4.2.4.b.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro, o de un segmento de muro, si:

$$c \geq \frac{L_m}{600\,(1.5QR\Delta/H_m)} \qquad (8.4.1)$$

donde:

$QR\Delta/H_m$ no deberá ser menor que 0.005.

c profundidad del eje neutro calculada a partir de las hipótesis de la sección 3.5 y que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad $Q\Delta$. La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral $Q\Delta$; y

$QR\Delta$ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ecuación 8.4.1, el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica, H_{cr} (inciso 7.4.2.2), medida a partir de la sección crítica (figura 7.4.1).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

b) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso 8.4.2.4.a, se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2f_c'$ bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (figura 8.4.2):

1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.125L_m)$ y $c/2$;

2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 7.4.2.3.a), se extienda al menos 300 mm dentro del alma y tenga un ancho por lo menos igual a H/16;

3) En muros en los que la relación $H_m/L_m \geq 2$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho t en la longitud calculada según 8.4.2.4. c1 sea por lo menos de 300 mm;

4) Todas las barras o paquetes de barras longitudinales queden restringidos contra el pandeo con estribos, grapas o zunchos con separación no mayor que:

- $269/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y, en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, o $850/\sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm^2);
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad del espesor del muro.

El detallado de los estribos o grapas debe cumplir con lo señalado en el inciso 7.3.4.3.

5) El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;

6) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y

7) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en el inciso 6.6.1.3.

d) Cuando no se requieran elementos de refuerzo como los indicados en los incisos 8.4.2.4.a a 8.4.2.4.c, se deberá satisfacer que:

1) Si la cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor que $2.8/f_y$, en MPa ($28/f_y$, en kg/cm²), se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con el inciso 9.3.4.3c y que se extienda una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de ($c - 0.125L_m$) y $c/2$. La separación máxima del refuerzo transversal no excederá de 200 mm.

2) Excepto cuando la fuerza cortante de diseño V_u en el plano del muro sea menor que

$$0.083A_{cm}\sqrt{f_c'} \quad ; \quad \text{en mm}^2 \text{ y MPa}$$

$$\left(0.26A_{cm}\sqrt{f_c'} \;;\; \text{en cm}^2 \text{ y kg/cm}^2\right)$$

el refuerzo horizontal que termine en los bordes de un muro sin elementos de refuerzo, deberá rematarse mediante un doblez que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro (figura 8.4.2). A_{cm} es el área bruta de la sección de concreto, calculada como el producto del espesor por la longitud del muro.

Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de letra U, que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal. Estos estribos se extenderán hacia el alma del muro cuando menos en una distancia igual a la longitud de traslape medida desde la cara interna de las barras longitudinales extremas reforzadas transversalmente.

8.4.2.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR}, que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L_m del muro o H_s/L_s del segmento, no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 8.4.2 (figura 8.4.1).

$$V_{cR} = 0.27F_R\sqrt{f_c'}\;t\,L \qquad (8.4.2)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85\,F_R\sqrt{f_c'}\;t\,L\right)$$

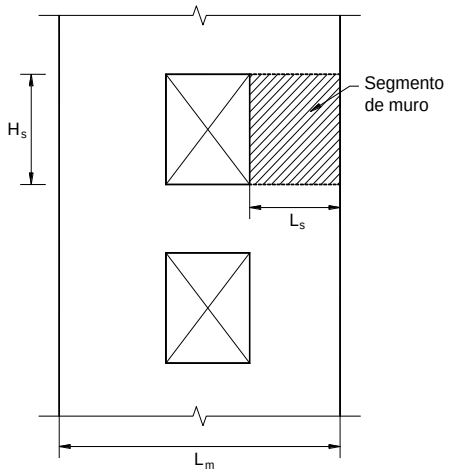


Figura 8.4.1 Segmento de muro

2) Si H_m/L_m o H_s/L_s es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las ecuaciones 5.3.1 o 5.3.2 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L_m$ $0.8L_s$. Cuando H_m/L_m o H_s/L_s esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones 8.4.3 y 8.4.4, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 8.4.2.5.c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m, se calculará con la ecuación

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R \; f_y A_{cm}} \tag{8.4.3}$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n, con:

$$p_n = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H_m}{L_m}\right)\left(p_m - 0.0025\right) \tag{8.4.4}$$

donde:

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m \; t}\;; \qquad\qquad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n \; t}\;;$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;
A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m; y
A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n.

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m. Si la relación H_m/L_m no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m.

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm (figura 8.4.2). Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19\sqrt{f_c'}$ en MPa (o $0.6\sqrt{f_c'}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u, sea mayor que:

$$0.63F_R\, A_{cm}\sqrt{f_c'}$$

$$\left(2F_R\, A_{cm}\sqrt{f_c'}\right)$$

e) Aberturas

Se aplicarán los requisitos del inciso 7.4.2.4.e.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con los incisos 15.3.10 y 5.3.3.3.

8.4.2.6 Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en el inciso 10.3.7.

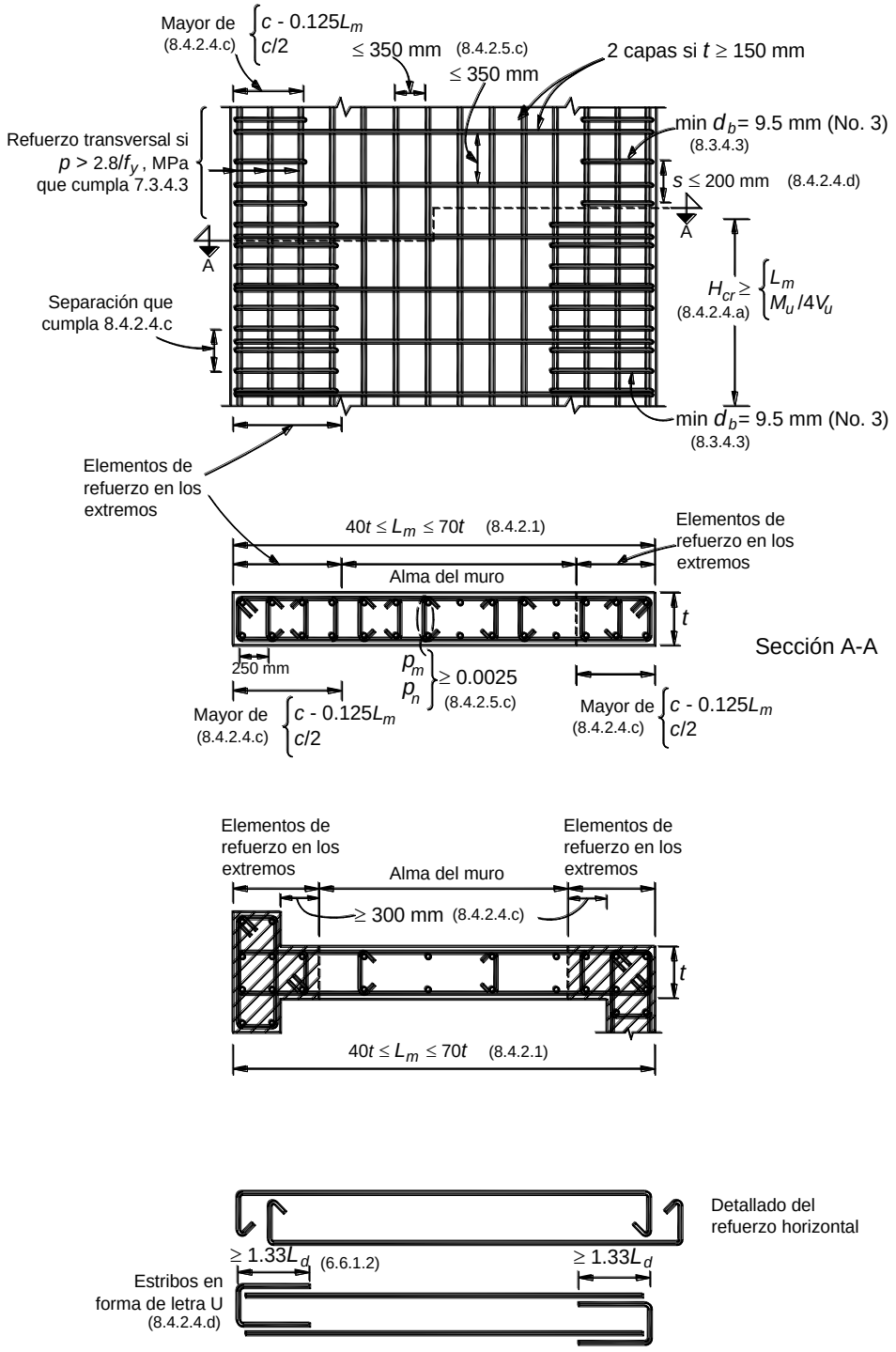


Figura 8.4.2 Detallado de muros

8.5 Losas apoyadas en su perímetro

Toda las disposiciones de la sección 7.5 son aplicables a losas apoyadas en su perímetro que formen parte de estructuras de ductilidad media (Q=3).

8.6 Losas planas

Todas las disposiciones de la sección 7.6 son aplicables a losas planas que formen parte de estructuras con sistemas de marcos o marcos y muros con losa plana de ductilidad media (Q=3). Adicionalmente a dichas disposiciones, en todas las conexiones losa plana-columna se deberá satisfacer la ecuación 8.6.1

$$P_u \leq 0.5V_{cR} \tag{8.6.1}$$

donde:

P_u carga axial de diseño en la conexión
V_{cR} resistencia a fuerza cortante por penetración en la conexión calculada con la ecuación 8.6.2

$$V_{cR} = v_{cR} b_o d \tag{8.6.2}$$

donde:

v_{cR} es el esfuerzo cortante máximo de diseño calculado con la ecuación 5.3.36
b_o es el perímetro de la sección crítica definido en el inciso 5.3.6.2.

8.7 Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones monolíticas de vigas y columnas que forman parte de estructuras de ductilidad media (Q=3).

8.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

Se deberá cumplir con los requisitos de la sección 7.7.1. El refuerzo transversal utilizado en los nudos será por lo menos del No. 3.

8.7.2 Resistencia del concreto en las intersecciones

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.2.

8.7.3 Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.3.

8.8 Diafragmas y elementos a compresión

8.8.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos.

8.8.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.2.

8.8.3 Espesor mínimo del firme

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.3.

8.8.4 Diseño

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.4.

8.8.5 Refuerzo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.5.

8.8.6 Elementos de refuerzo en los extremos

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.6, excepto que en el tercer párrafo del inciso 7.8.6 se sustituirá inciso 7.3.4 por inciso 8.3.4.3.

8.9 Elementos en cimentaciones

Se aplicarán los requisitos de la sección 7.9.

9. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA

9.1 Requisitos especiales

Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad alta descritos en la Tabla 4.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

Las características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo para estructuras diseñadas con ductilidad alta, serán las especificadas en 8.1.1 para estructuras de ductilidad media.

9.2 Vigas

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad alta (Q=4). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ecuación 9.2.1.

$$P_u \leq A_g f_c'/10 \qquad (9.2.1)$$

9.2.1 Requisitos geométricos

a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;

b) En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30;

c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3;

d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y

e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

9.2.2 Refuerzo longitudinal

a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, p, no excederá de 0.025.

b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.

c) Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados. El paso o la separación de este refuerzo no será mayor que 0.25d, ni que 100 mm. No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

1) Dentro de los nudos (uniones viga–columna);
2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo; y
3) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco.

d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de los incisos 6.6.1.5 ó 6.6.1.6, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

9.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se cumplirá con lo estipulado en el inciso 8.2.3

9.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Se cumplirá con lo estipulado en el inciso 8.2.4.

9.3 Columnas

Los requisitos de esta sección (figura 9.3.1) se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u, sea mayor que $A_g f_c'/10$, y que formen parte de estructuras de alta ductilidad diseñadas con Q=4

9.3.1 Requisitos geométricos

a) La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;

b) El área A_g, no será menor que $P_u/0.5f_c'$ para toda combinación de carga;

c) La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y

d) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

9.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 9.3.1

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g \qquad (9.3.1)$$

donde:

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 9.3.1 en los nudos de azotea.

9.3.3 Refuerzo longitudinal

a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

b) Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

c) El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de los incisos 6.6.1.1 y 6.6.1.2 (figura 9.3.1). La zona de traslape debe confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con el inciso 9.3.4.3.d.

d) Las uniones soldadas o mecánicas de barras deben cumplir con los incisos 6.6.1.5 y 6.6.1.6. Se pueden usar con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

e) El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones del inciso 7.7.1 que no se vean modificadas por esta sección.

9.3.4 Requisitos para fuerza cortante

9.3.4.1 Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente.

9.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{cR}, si se satisface simultáneamente que:

a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c'/20$; y que

b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 9.3.4.1.

9.3.4.3 Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, su diámetro no será menor que 9.5 mm (número 3) y deberá cumplir con lo señalado en los incisos 9.3.4.3a a 9.3.4.3d.

a) Debe cumplir con los requisitos mínimos de la figura 9.3.1.

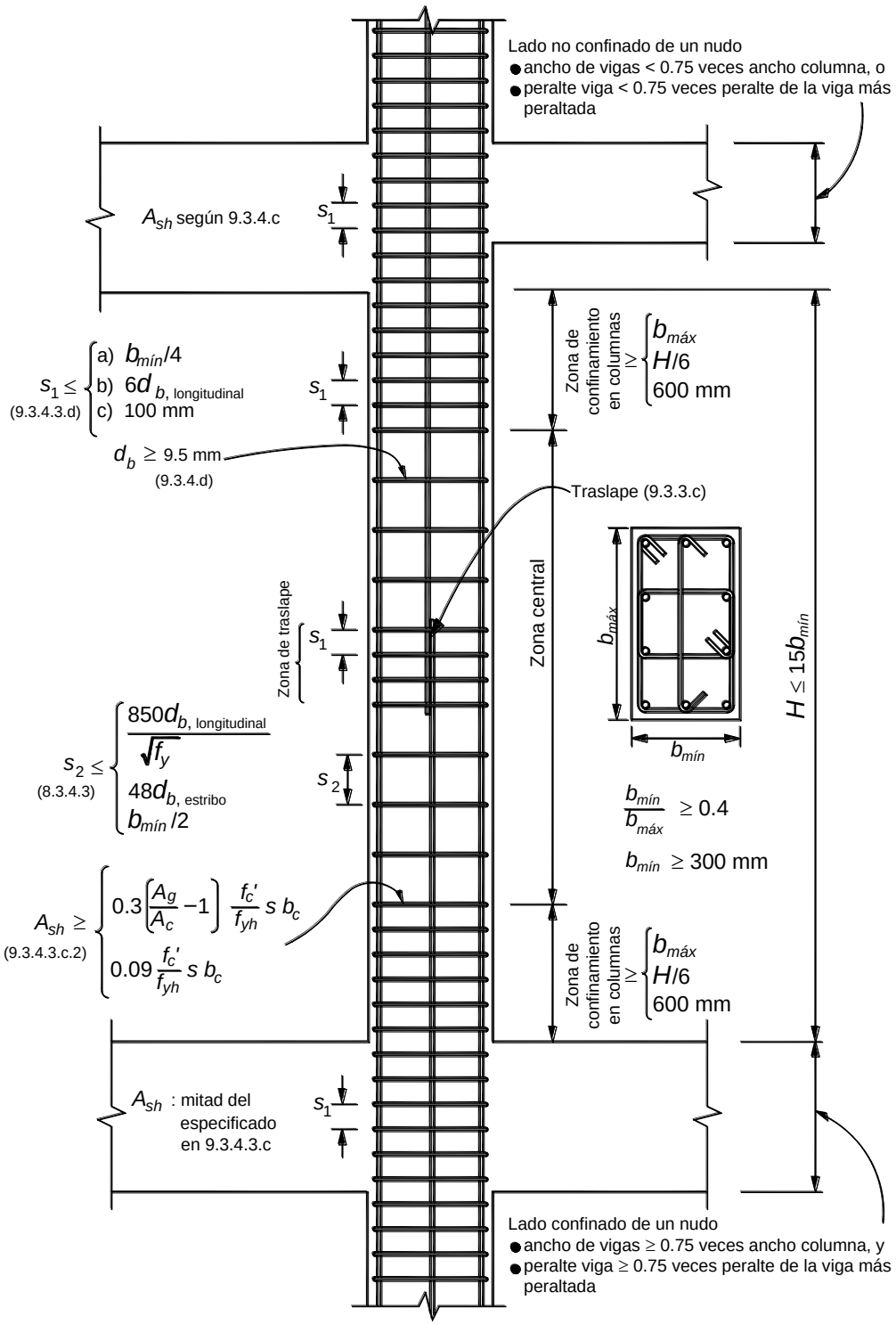


Figura 9.3.1 Detallado de elementos a flexocompresión marcos de ductilidad alta

b) Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 9.3.4.3c en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:

1) La mayor dimensión transversal del miembro;
2) Un sexto de su altura libre; o
3) 600 mm.

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

c) Cuantía mínima de refuerzo transversal

1) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_s, no será menor que la calculada con las ecuaciones 7.3.1.

2) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh}, en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecuaciones 9.3.2 y 9.3.3

$$A_{sh} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yh}}\, s\, b_c \qquad (9.3.2)$$

$$A_{sh} = 0.09\frac{f_c'}{f_{yh}}\, s\, b_c \qquad (9.3.3)$$

donde b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} (figura 9.3.2).

d) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3) y rematados como se indica en el inciso 7.3.4.3 (figura 9.3.2). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
3) 100 mm.

e) Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 200 mm, el límite del inciso 9.3.4.d.3 anterior podrá tomarse como 150 mm.

f) La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 450 mm, y entre grapas, así como entre éstas y ramas de estribos no será mayor de 250 mm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 450 mm.

g) En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos del inciso7.3.4.

En los nudos se cumplirá con los requisitos de la sección 9.7.

9.4 Muros

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad alta (Q=4).

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m, y la altura crítica, H_{cr}, definida en la sección 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

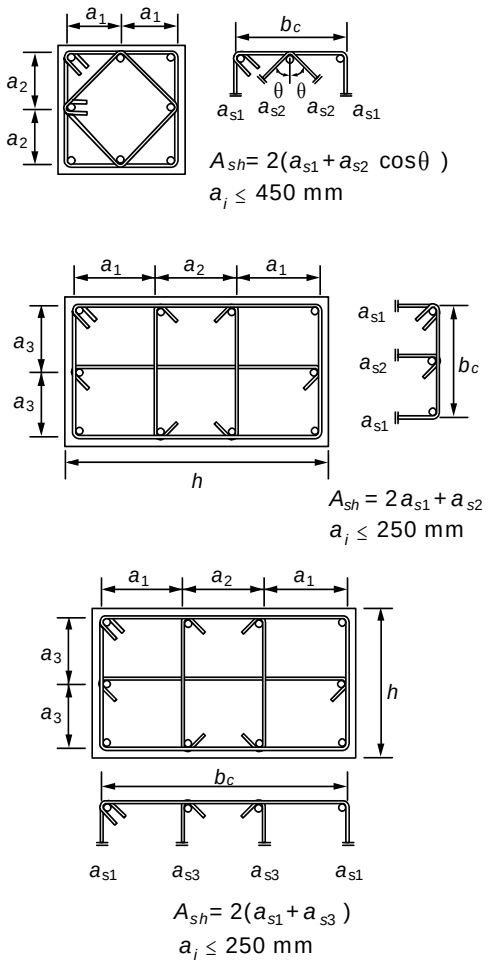


Figura 9.3.2 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

9.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse con las especificaciones de la sección 7.4.1.

9.4.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

9.4.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3 f_c' A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en las secciones 9.4.1 y 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

En los muros diseñados de acuerdo con esta sección se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en los extremos con los procedimientos de la sección 9.4.2.4.

9.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo establecido en la sección 7.4.2.2.

9.4.2.3 Flexocompresión

Se aplicará lo establecido en la sección 7.4.2.3, agregando al final de la sección 7.4.2.3 b la siguiente frase:

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere la sección 9.4.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L_m.

9.4.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muro

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 9.4.2.4.a o 9.4.2.4.b (figura 9.4.1). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 9.4.2.4.c: En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en el inciso 7.4.2.3.a.

9.4.2.4.a Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.4.a.

9.4.2.4.b Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.4.b.

9.4.2.4.c Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (figura 9.4.1):

1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.1L_m)$ y $c/2$;

2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 7.4.2.3.a), se extienda al menos 300 mm dentro del alma y tenga un ancho por lo menos igual a H/16;

3) En muros en los que la relación $H_m/L_m \geq 2$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho t en la longitud calculada según 9.4.2.4.c.1 sea por lo menos de 300 mm;

4) El elemento extremo cuente, a todo lo largo, con el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 9.3.4.3.c y d para elementos a flexocompresión;

5) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:

- La mitad del espesor del muro;
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 150 mm;

6) El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;

7) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y

8) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en el inciso 6.6.1.5 ó 6.6.1.6.

9.4.2.4.d Se aplicará lo establecido en 8.4.2.4.d sustituyendo el término (c - 0.125L) por (c - 0.1L).

9.4.2.5 Fuerza cortante

Se aplicará lo establecido en la sección 8.4.2.5.

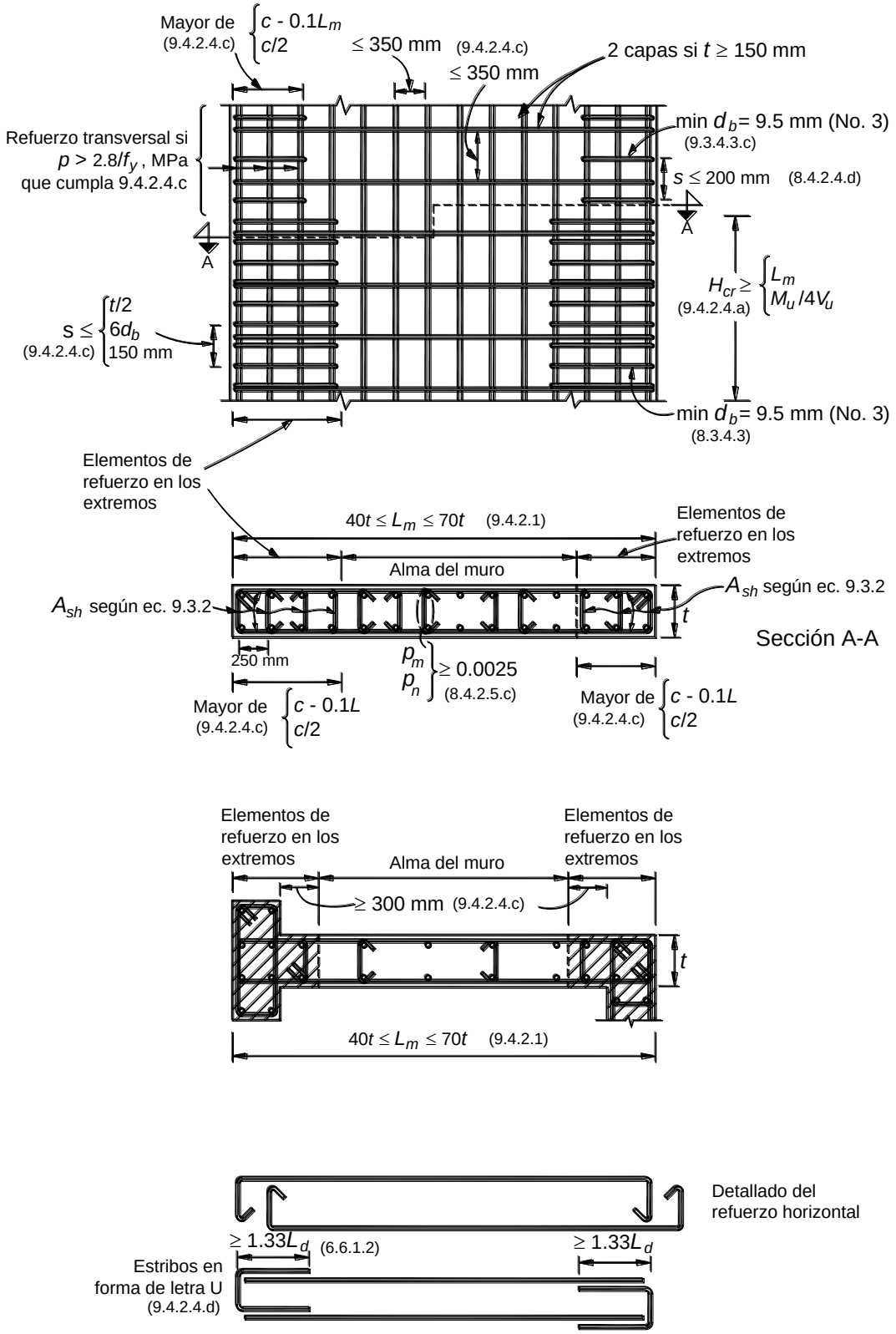


Figura 9.4.1 Detallado de muros

9.5 Losas apoyadas en su perímetro

Todas las disposiciones de la sección 7.5 son aplicables a losas apoyadas en su perímetro que formen parte de estructuras de ductilidad alta (Q=4).

9.6 Losas planas

No se permiten estructuras de ductilidad alta (Q=4) a base de losas planas.

9.7 Conexiones viga–columna

Las disposiciones de esta sección se aplican a conexiones monolíticas de miembros que forman parte de estructuras de alta ductilidad (Q=4). Una conexión viga–columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella.

9.7.1 Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa esta colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de seis veces el espesor del patín. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga–columna.

9.7.2 Refuerzo transversal horizontal

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo especificado en los incisos 9.3.4.3.c y e. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación será la especificada en el inciso 9.3.4.3.d.

9.7.3 Refuerzo transversal vertical

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina (figura 9.7.1).

La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en los incisos 9.3.4.3.c y 9.3.4.3.d.

Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de letra U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de la sección 6.1.2.1, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (figura 9.7.1).

9.7.4 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo (figura 9.7.2). Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

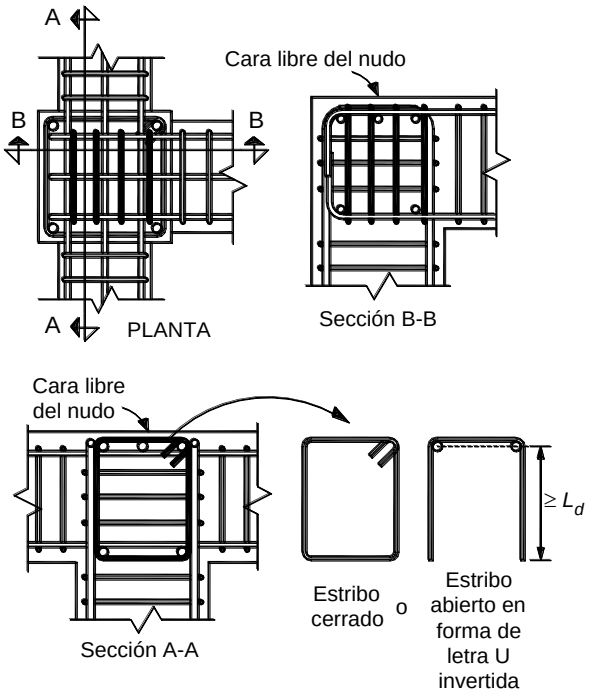


Figura 9.7.1 Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$1.7F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\ \text{en mm y MPa} \tag{9.7.1}$$

$$\left(5.5F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\ \text{en cm y kg/cm}^2\right)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.3F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\ \text{en mm y MPa} \tag{9.7.2}$$

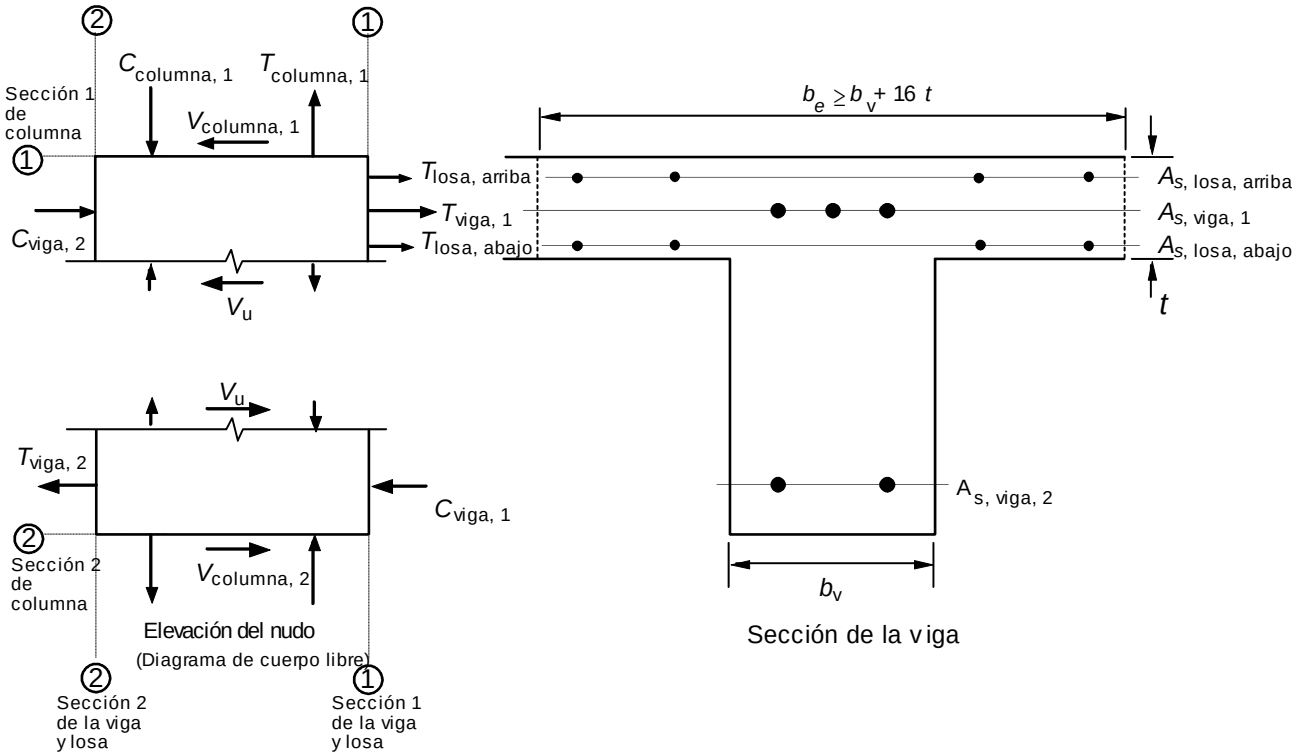
$$\left(4.5F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\ \text{en cm y kg/cm}^2\right)$$

c) Otros casos

$$1.0F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\ ;\ \text{si se usan mm y MPa} \tag{9.7.3}$$

$$\left(3.5F_R\sqrt{f_c'}\,b_e h;\right);\ \text{si se usan cm y kg/cm}^2$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.75 veces la obtenida de las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3.



$V_u = T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} + C_{viga, 2} - V_{columna,1}$

Donde

$T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} = 1.25\ fy\ (A_{s, viga, 1} + A_{s, losa, arriba} + A_{s, losa, abajo})$

$C_{viga, 2} = T_{viga, 2} = 1.25\ A_{s, viga, 2}\ fy$

Figura 9.7.2 Determinación de la fuerza cortante actuante en un nudo de estructuras de ductilidad alta.

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h, o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, b (figura 9.7.3).

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambia en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 7.7.1, se usará el menor valor en las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3.

9.7.5 Anclaje del refuerzo longitudinal

9.7.5.1 Barras que terminan en el nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 6.1.2.2, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8\,d_b$, ni el tramo recto de $12\,d_b$ que sigue al doblez.

9.7.5.2 Barras continuas a través del nudo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$h_{(columna)}/d_b$ (barra de viga) ≥ 20

$h_{(viga)}/d_b$ (barra de columna) ≥ 20

donde $h_{(columna)}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

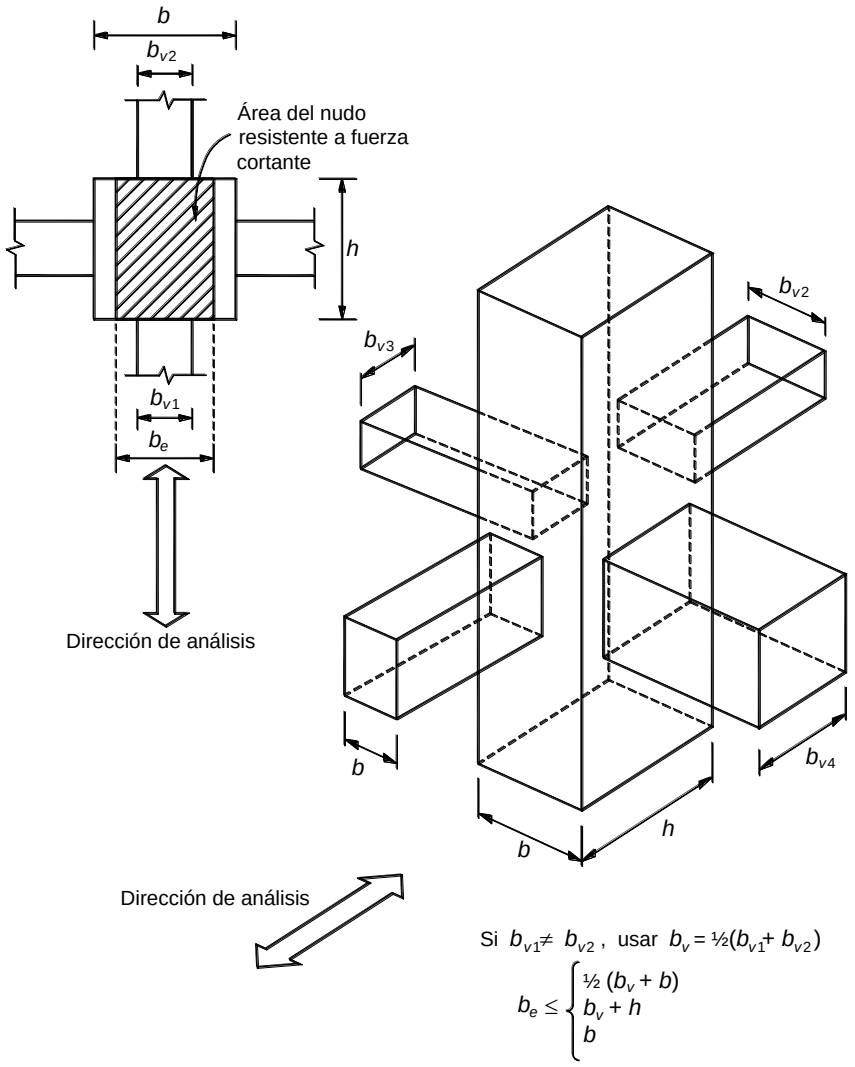


Figura 9.7.3 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de estructuras de ductilidad alta.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f_c' \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.

9.7.6 Resistencia del concreto en las intersecciones

Se deberá cumplir con lo especificado en el inciso 7.7.2

9.8 Conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

9.8.1 Requisitos generales

Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño de la columna (figura 9.8.1). Se aceptará que se diseñen y detallen para que se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga. En el diseño y detallado se aplicarán todos los criterios de estas Normas que no sean modificadas en la sección 9.8.

La sección 9.8 sólo se aplica si el claro de cortante de las vigas es al menos tres veces el peralte efectivo. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes de diseño.

9.8.2 Refuerzo longitudinal de las vigas

Se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

a) En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La sección 1 corresponde a la cara de la columna y la sección 2, a un peralte efectivo de la viga.

b) Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales.
En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado de acuerdo con el párrafo anterior, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (figura 9.8.1). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la sección 1, en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra calculada según la sección 6.1.1. En ningún caso la longitud de anclaje de las barras intermedias dentro de la viga será menor que 1.5 veces el peralte efectivo de la sección.
Si es necesario, con objeto de aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (figura 9.8.1).

c) La resistencia a flexión de la sección 2, con factor de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en el inciso 9.8.2b.
Para calcular la resistencia a flexión de esta sección no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la sección 1.

9.8.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 9.8.1

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \qquad (9.8.1)$$

donde:

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes en el plano de análisis calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; el momento resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente. Al calcular los momentos resistentes en el plano de análisis no se considerarán los momentos que actúan en el plano perpendicular; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 9.3.1 en los nudos de azotea.

9.8.4 Uniones viga–columna

Se aplicará lo señalado en las secciones 9.7.1 a 9.7.6 que no se vea modificado en esta sección.

Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa que trabaja a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín a tensión a cada lado del alma se podrá valuar como:

$$8t\,\frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valuar como:

$$6t\,\frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a $1.0\,f_y$.

Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con

$h_{(columna)}/d_b$ (barra de viga) ≥ 16

No será necesario cumplir con la ecuación 9.8.1 en los nudos de azotea.

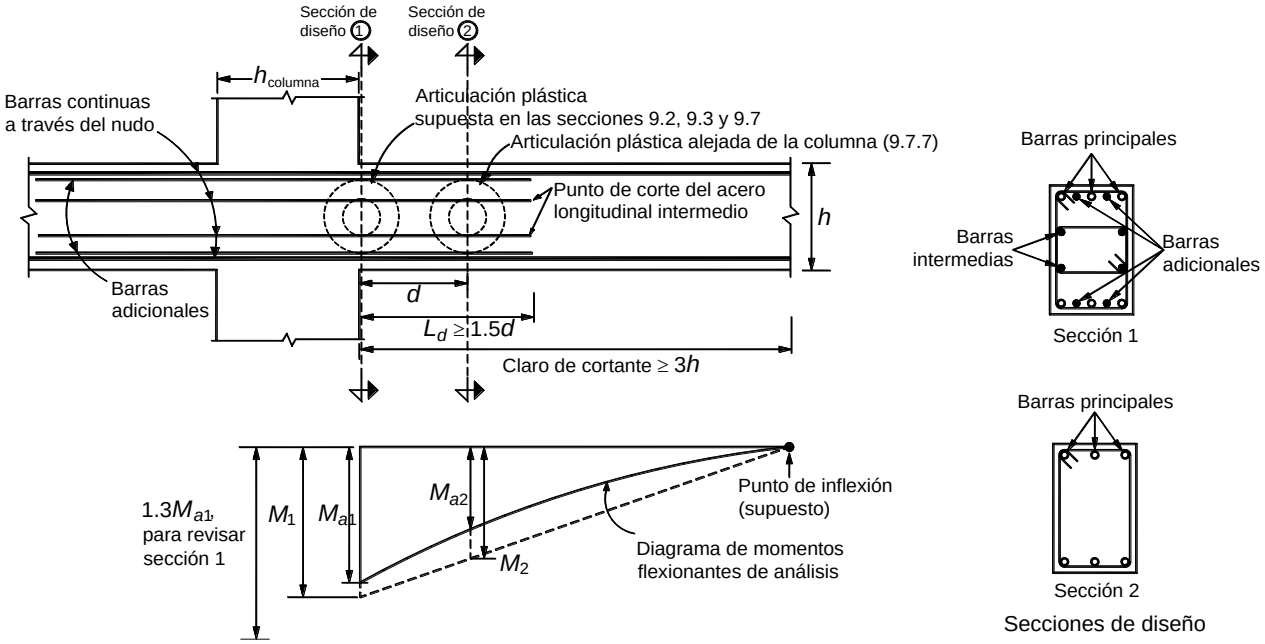


Figura 9.8.1 Marcos de alta ductilidad con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

9.9 Diafragmas y elementos a compresión

9.9.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, elementos resistentes a fuerzas laterales o entre ellos.

9.9.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.2.

9.9.3 Espesor mínimo del firme

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.3.

9.9.4 Diseño

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.4.

9.9.5 Refuerzo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.5.

9.9.6 Elementos de refuerzo en los extremos

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.6, excepto que en el tercer párrafo del inciso 7.8.6 se sustituirá inciso 7.3.4 por inciso 9.3.4.3.

9.9.7 Elementos de cimentaciones

Se aplicarán los requisitos de la sección 7.9.

10. CASOS EN LOS QUE NO APLICA LA TEORÍA GENERAL DE FLEXIÓN (ELEMENTOS CON DISCONTINUIDADES)

10.1 Ménsulas

10.1.1 Requisitos generales

Se permite dimensionar las ménsulas con el método de puntales y tensores del Apéndice B, cuando la relación entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula, a, y el peralte efectivo medido en dicho paño, d, es menor que 2.0. Cuando la relación a/d, sea menor o igual a 1.0, y la tensión horizontal de diseño, P_{hu}, no exceda la carga vertical de diseño, P_{vu}, se pueden aplicar las disposiciones de los incisos 10.1.2 a 10.1.4 en el dimensionamiento de ménsulas.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que 0.5d.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente:

a) Una fuerza cortante, P_{vu};

b) Un momento flexionante

$$P_{vu}\, a + P_{hu}\ (h - d) \qquad (10.1.1)$$

c) Y una tensión horizontal, P_{hu}.

Para diseño se debe considerar que la fuerza P_{vu} está a un tercio de la distancia y del extremo de la ménsula, como se indica en la figura 10.1.1.

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R, se tomará igual a 0.75.

10.1.2 Dimensionamiento del refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s, y de estribos complementarios horizontales de área A_h, (figura 10.1.1).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_f + A_n$$

$$^{2}/_{3}\, A_{vf} + A_n$$

La cuantía, A_s/bd, no debe ser menor que

$$0.04\frac{f_c'}{f_y}$$

El área A_h se tomará al menos igual a $0.5(A_s - A_n)$.

En las expresiones anteriores, A_f, es el área de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante calculado de acuerdo con la ecuación 10.1.1.

El área A_{vf}, es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_{vu}, y A_n, la del necesario para resistir la tensión P_{hu}.

El área A_f no debe exceder al área balanceada obtenida con la ecuación 5.1.1, y puede calcularse con la expresión 10.3.1, suponiendo que el brazo z es igual a 0.9d.

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 5.3.3.3, suponiendo la compresión N_u igual a cero.

El área A_n, se calculará como:

$$\frac{P_{hu}}{F_R\, f_y}$$

La tensión, P_{hu}, no se tomará menor que $0.2P_{vu}$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

10.1.3 Detallado del refuerzo

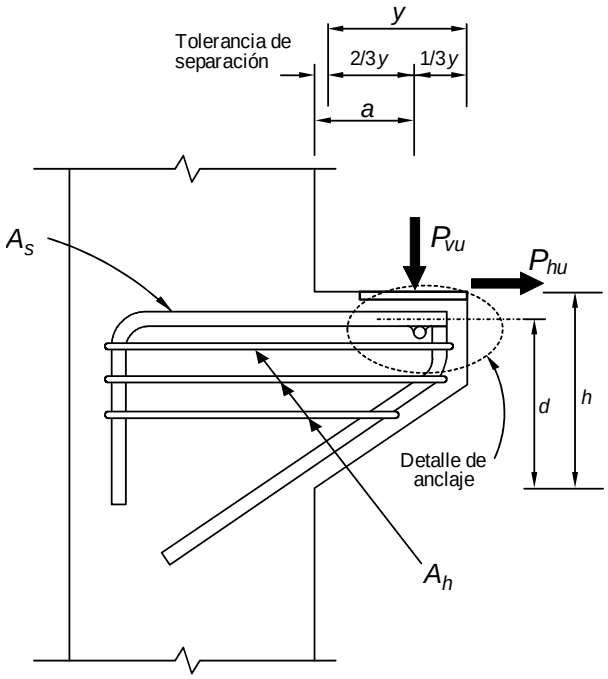
El refuerzo primario A_s debe anclarse en el extremo de la ménsula en alguna de las formas siguientes:

a) Soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s. La soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia;

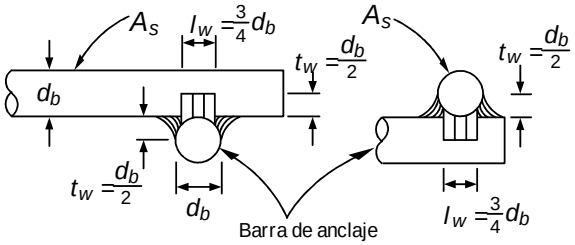
b) Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales; y

c) Mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

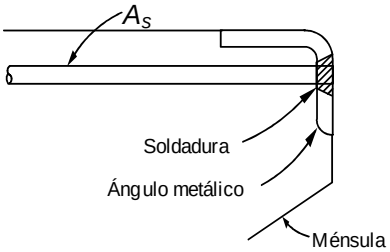
El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s, los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s. Los estribos se detallarán como se indica en el inciso 6.1.4.



a) Corte



b) Anclaje con barra



c) Anclaje con ángulo metálico

Figura 10.1.1 Detalles de anclaje en ménsulas

10.1.4 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s, ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

10.2 Vigas con apoyos no monolíticos

10.2.1 Vigas con extremos completos

Existen dos tipos de condiciones en trabes que apoyan, aquellas con peralte completo y las que tienen el extremo recortado. En ambos casos debe proporcionarse acero de refuerzo de acuerdo con los tipos de falla específicos (figuras 10.2.1 y. 10.2.2).

Para las trabes apoyadas de peralte completo se deberán utilizar las fórmulas correspondientes de la sección 10.2.1. Para las trabes con extremo recortado se utilizarán los requerimientos de 10.2.2. para ambos casos se podrá utilizar el método de puntales y tensores descrito en el Apéndice B.

10.2.1.1 Refuerzo del extremo completo

El área de refuerzo perpendicular a la falla por cortante por fricción será

$$A_{vf} = \frac{V_u}{F_R\ f_y\ \mu_e} \tag{10.2.1}$$

donde μ_e se determinará de acuerdo con la ecuación 10.2.6 y el factor de resistencia será el correspondiente a cortante y torsión.

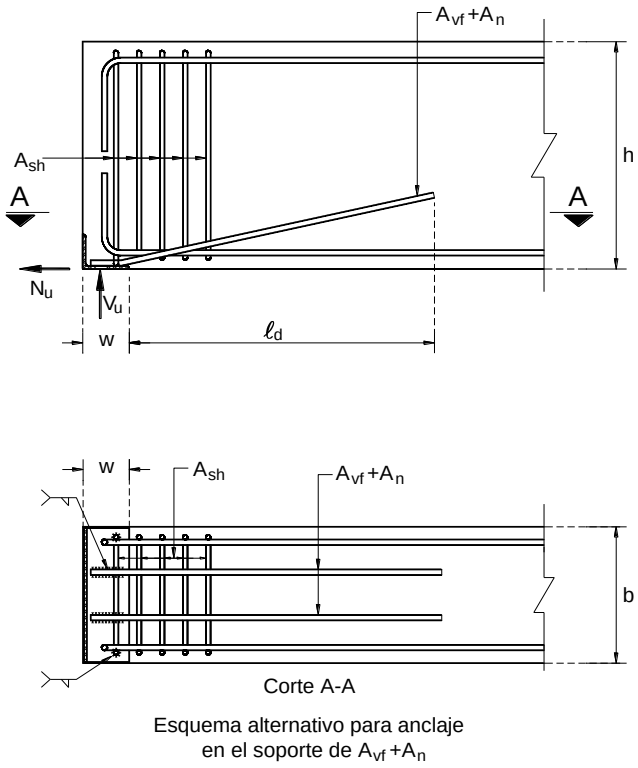


Figura 10.2.1 Refuerzo en viga con extremo completo

El acero de refuerzo para tensión axial será

$$A_n = \frac{N_u}{F_R\ f_y} \tag{10.2.2}$$

El acero vertical será:

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{f_{ys}\ \mu_e} \tag{10.2.3}$$

donde:

f_y esfuerzo de fluencia del refuerzo previsto en A_{vf} y A_n; y

f_{ys} esfuerzo de fluencia del refuerzo previsto en A_{sh}

10.2.2 Vigas con extremos recortados

El extremo recortado de una viga está formado por un segmento que sobresale de menor peralte que el cuerpo principal de dicha viga y que sirve para apoyarla (nariz) y un recorte por debajo de ese segmento que sobresale, figura 10.2.2.

Se debe proveer refuerzo en el extremo recortado cuando una o más de las siguientes condiciones se presenten:

a) El claro de cortante (a) entre el peralte efectivo de la nariz no es mayor a 1.0 (véase figura 10.2.2).

b) El peralte del recorte h_r excede a 0.2H o 200 mm.

c) La longitud de la nariz l_p, es mayor a 300 mm (figura 10.2.2).

10.2.2.1 Requisitos geométricos

El peralte del recorte no debe ser menor que la mitad del peralte total de la trabe, a menos que la trabe sea significativamente más peraltada de lo necesario por razones estructurales.

10.2.2.2 Refuerzo del extremo recortado

El refuerzo por flexión como voladizo y por tensión axial en el recorte extendido (refuerzo horizontal en la parte inferior del recorte) será:

$$A_s = A_f + A_n = \frac{1}{F_R f_y}\left(V_u \frac{a}{d} + N_u \frac{h}{d} \right) \qquad (10.2.4)$$

El refuerzo para fuerza cortante directa en la unión del recorte y el cuerpo principal de la trabe se calculará como la combinación de A_s y A_h como sigue:

$$A_s = \frac{2V_u}{3F_R\, f_y\, \mu_e} + A_n \qquad (10.2.5)$$

donde:

$$\mu_e = 1.4\frac{7bh}{V_u} \leq 3.4 \qquad (10.2.6)$$

$$\left(\mu_e = 1.4\frac{70bh}{V_u} \leq 3.4 \right)$$

$$A_n = \frac{N_u}{F_R\, f_y} \qquad (10.2.7)$$

Se usará el mayor valor de A_s de los obtenidos con las ecuaciones 10.2.4 y 10.2.5.

La resistencia a fuerza cortante del miembro recortado estará limitada por:

$$V_{u,máx} = 0.30 f_c^{'} A_{cr} \leq 7A_{cr}$$

$$V_{u,máx} = 0.30 f_c^{'} A_{cr} \leq 70A_{cr} \qquad (10.2.8)$$

En una longitud igual al peralte total de la viga, h, después del recorte, la resistencia a cortante del concreto A_{cR} será la menor de la calculada con las ecuaciones 5.3.15 y 5.3.18 para V_{ci} y V_{cw}, respectivamente. El cálculo se hará en una sección ubicada a h/2 de donde se tiene el peralte completo.

El refuerzo por tensión diagonal en la esquina entrante se calculará como

$$A_{sh} = \frac{V_u}{F_R\, f_y} \tag{10.2.9}$$

Se requiere refuerzo adicional por tensión diagonal en el extremo extendido de forma que se cumpla

$$V_u \leq F_R\left(A_v\, f_y + A_h\, f_y + 0.16\sqrt{f_c'}\,bd\right) \tag{10.2.10}$$

$$\left(V_u \leq F_R\left(A_v\, f_y + A_h\, f_y + 0.5\sqrt{f_c'}\,bd\right) \right)$$

donde:

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) \tag{10.2.11}$$

Por lo menos la mitad del refuerzo requerido en el extremo extendido debe proporcionarse verticalmente. El área mínima de refuerzo vertical será:

$$A_{v,\ mín} = \frac{1}{2f_y}\left(\frac{V_u}{F_R} - 0.16\sqrt{f_c'}\,bd \right) \tag{10.2.12}$$

$$\left(A_{v,\ mín} = \frac{1}{2f_y}\left(\frac{V_u}{F_R} - 0.5\sqrt{f_c'}\,bd\right) \right)$$

10.2.2.3 Anclaje del refuerzo del extremo recortado

Las barras horizontales que integran A_s deben extenderse al menos una longitud de desarrollo L_d después de la sección H-D indicada en la figura 10.2.2.

Las barras horizontales que integran A_h deben extenderse al menos una longitud de desarrollo L_d después de la sección donde se tiene el peralte completo, y se deben anclar al final del extremo recortado de la viga mediante dobleces o anclajes mecánicos.

Para asegurar que el refuerzo proporcionado mediante A_{sh} , tenga la longitud de desarrollo suficiente, éste puede doblarse y continuar en forma paralela a la parte inferior de la viga donde se tiene el peralte completo. Si se decide separar A_{sh} del acero horizontal, se debe garantizar que $A'_{sh} \geq A_{sh}$, y que A_{sh} sea proporcionado mediante estribos cerrados.

El refuerzo vertical proporcionado mediante A_v debe anclarse adecuadamente ya sea en forma de estribos cerrados o mediante anclajes mecánicos.

10.2.2.4 Detallado

El acero de refuerzo proporcionado mediante A_{sh} debe de colocarse lo más cerca y prácticamente posible al recorte.

Si el esfuerzo máximo por flexión en la sección inmediata al recorte donde se tiene el peralte completo, calculado mediante cargas factorizadas y propiedades de la sección bruta excede $0.16\sqrt{f_c'}$ $\left(0.5\sqrt{f_c'}\right)$, deberá proporcionarse refuerzo longitudinal adicional en la viga para poder resistir la tensión asociada con dicho esfuerzo.

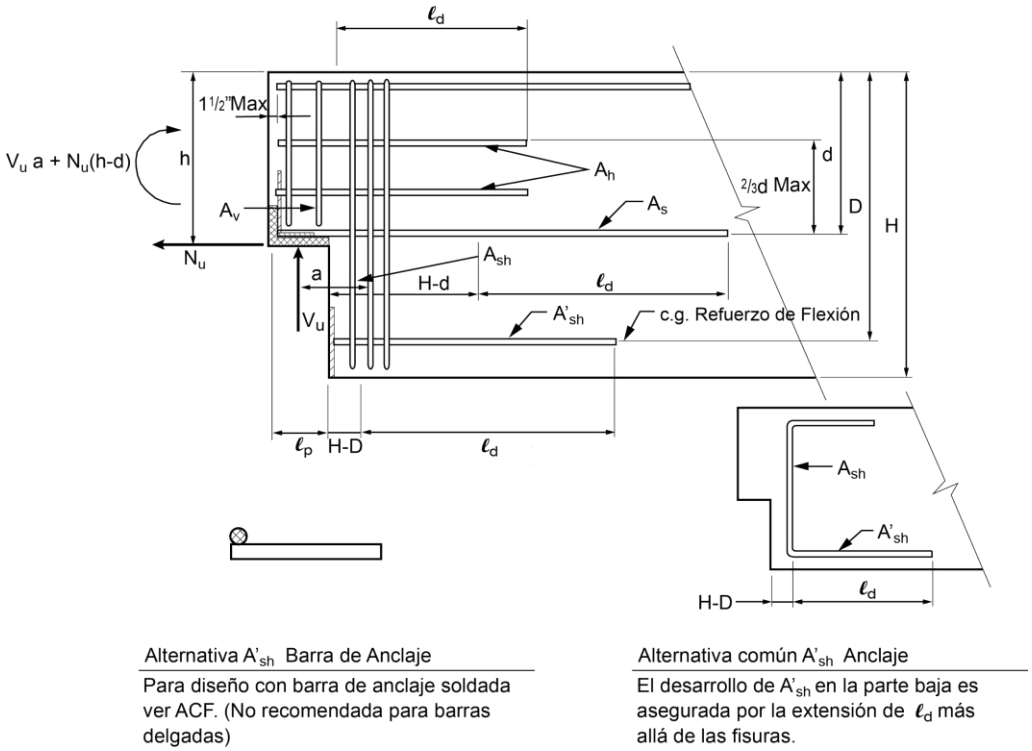


Figura 10.2.2 Refuerzo en viga con extremo recortado

10.3 Vigas de gran peralte

10.3.1 Resistencia a flexión de vigas de gran peralte

Se consideran como vigas de gran peralte aquéllas cuya relación de claro libre entre apoyos, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de la sección 3.5. Si la cuantía $A_s / b\,d$ es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas de gran peralte se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R\, A_s\, f_y\, z \qquad (10.3.1)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2\frac{L}{h}\right) h \;; \qquad \text{si} \quad 1.0 < \frac{L}{h} \le 2.0$$

$$z = 0.6L \;; \qquad \text{si} \quad \frac{L}{h} \le 1.0$$

Las vigas de gran peralte continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

a) Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios;

b) Calcúlense las áreas de acero con la ecuación 10.3.1, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 + 0.2\frac{L}{h}\right) h \;; \qquad \text{si} \quad 1.0 < \frac{L}{h} \le 2.5$$

$$z = 0.5L \; ; \qquad \text{si} \quad \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en el inciso 10.3.2 .

Las vigas de gran peralte que unan muros de cortante de edificios (vigas de acoplamiento) se diseñarán según lo prescrito en el inciso 10.3.7.

10.3.2 Disposición del refuerzo por flexión

a) Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$\left(0.2 - 0.05\frac{L}{h}\right)h \leq 0.2\,L$$

medida desde la cara inferior de la viga (figura 10.3.1).

b) Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en el inciso 10.3.2.a.

Al menos la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que 0.4h, ni que 0.4L.

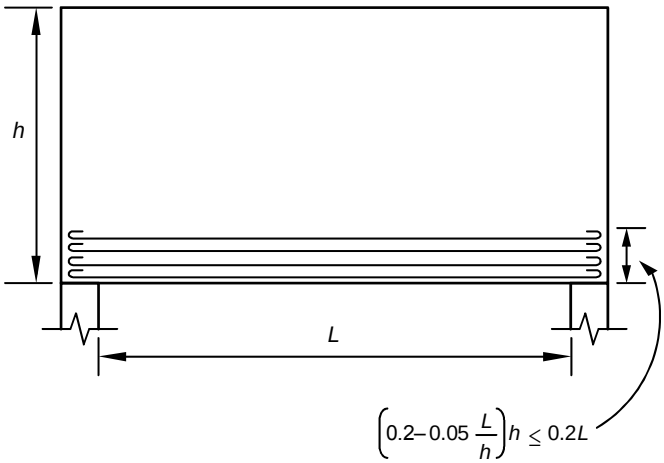


Figura 10.3.1 Disposición del refuerzo de flexión en una viga de gran peralte de un claro

El refuerzo para el momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente.

Una fracción del área total, igual a:

$$0.5\left(\frac{L}{h} - 1\right)A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de altura igual a 0.2h y comprendida entre las cotas 0.8h y h, medidas desde el borde inferior de la viga (figura 10.3.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de altura igual a 0.6h. Si L/h es menor que 1.0, se sustituirá L en lugar de h para determinar las alturas de las franjas señaladas.

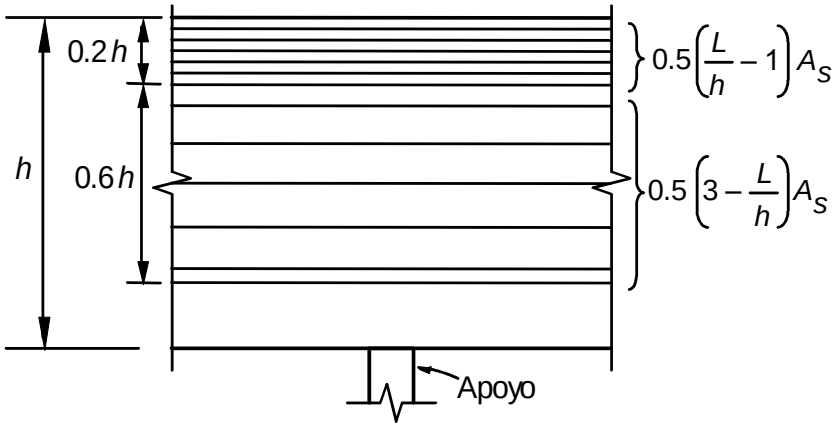


Figura 10.3.2 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s, en una viga de gran peralte continua con L/h≥1

10.3.3 Fuerza cortante en vigas de gran peralte

10.3.3.1 Sección crítica

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a 0.15L en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

10.3.3.2 Fuerza cortante que toma el concreto

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR}, que resiste el concreto en vigas de gran peralte , se aplicará lo que en el inciso 5.3.3.1a se dispone para vigas con relación L/h menor que 4.

10.3.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Si la fuerza cortante de diseño, V_u, es mayor que V_{cR}, la diferencia se tomará con refuerzo. El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

a) En vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas, dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como:

1) Contribución del refuerzo vertical

La contribución del refuerzo vertical, A_v, se supondrá igual a:

$$0.083F_R\, f_{yv}\, d\, A_v\, \frac{1+L/d}{s} \qquad (10.3.2)$$

donde:

A_v área del acero vertical comprendida en cada distancia s; y
f_{yv} esfuerzo de fluencia del acero A_v.

2) Contribución del refuerzo horizontal

La contribución del refuerzo horizontal, A_{vh}, se supondrá igual a:

$$0.083\, F_R\ f_{yh}\ d\ A_{vh}\ \frac{11 - L/d}{s_h} \qquad (10.3.3)$$

donde:

A_{vh} área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h; y
f_{yh} esfuerzo de fluencia del acero A_{vh}.

b) En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito, se tomarán en cuenta las disposiciones del inciso 5.3.5.5 que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con el inciso 10.3.6.

10.3.3.4 Refuerzo mínimo

En las vigas de gran peralte se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de la sección 6.7, para refuerzo por cambios volumétricos.

10.3.3.5 Limitación para V_u

La fuerza V_u no debe ser mayor que:

$0.6F_R bd\sqrt{f'_c}$

$$\left(2F_R bd\sqrt{f'_c} \right)$$

10.3.4 Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las ecuaciones 10.3.2 y 10.3.3 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar al menos 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

10.3.5 Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga de gran peralte no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

10.3.6 Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera de gran peralte aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el valor especificado en el inciso 5.5.3, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (figura 10.3.3).

a) Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que 0.3h.

b) Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a 0.2h. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a 0.5h.

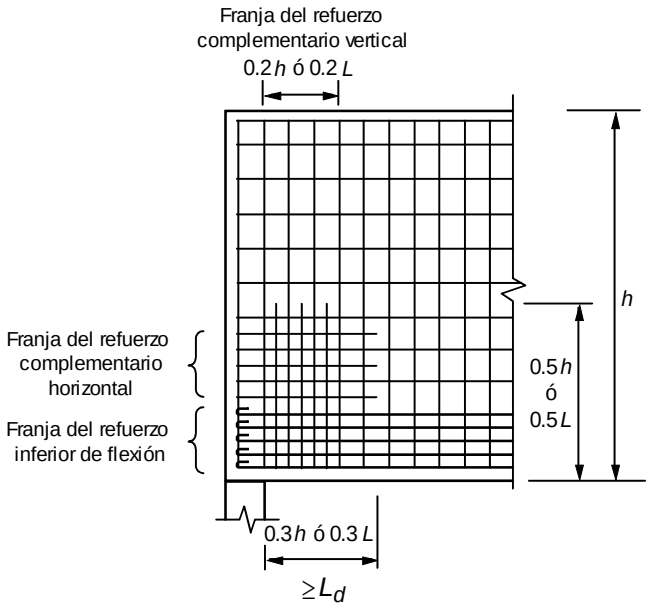


Figura 10.3.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en los incisos 10.3.6.a y 10.3.6.b.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes.

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de 0.5h, y por un plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de 0.4h (figura 10.3.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción del inciso 5.3.3.3, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

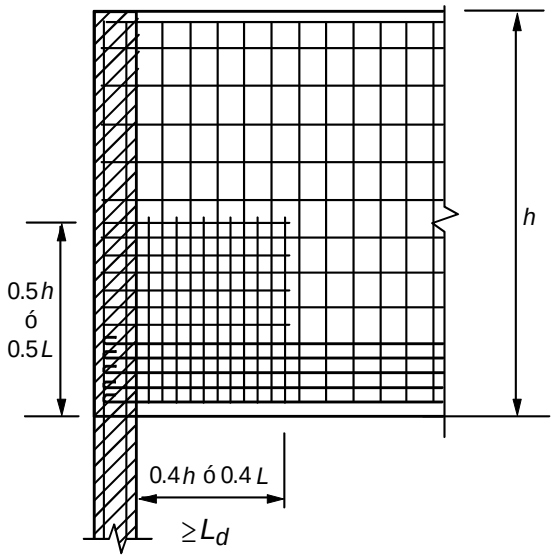


Figura 10.3.4 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

10.3.7 Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

El refuerzo de vigas de gran peralte con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros sujetos a fuerzas horizontales inducidas por el sismo, constará de dos grupos de barras diagonales dispuestas simétricamente respecto al centro del claro, según se indica en la figura 10.3.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos.

Para determinar el área de acero longitudinal de cada diagonal A_{sd}, se despreciará el concreto y se usará la ecuación 10.3.4.

$$V_u = 2F_R A_{sd} f_y \operatorname{sen}\theta \leq 0.78 F_R \sqrt{f_c'}\, bd \qquad (10.3.4)$$

$$\left(V_u = 2F_R A_{sd} f_y \operatorname{sen}\theta \leq 2.5 F_R \sqrt{f_c'}\, bd \right)$$

donde:

A_{sd} área total del refuerzo longitudinal de cada diagonal; y
θ ángulo que forma el elemento diagonal con la horizontal.

El ancho de estas vigas será el mismo que el espesor de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones. Los lados de los elementos diagonales, medidos perpendicularmente a su eje y al paño del refuerzo transversal, deberán ser al menos iguales a b/2 para el lado perpendicular al plano de la viga (y del muro) y a b/5 para el lado en el plano de la viga. Cada extremo del elemento diagonal estará anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d, obtenida ésta según el inciso 6.1.2.

Si los muros que unen tienen elementos de refuerzo en los extremos diseñados según los incisos 8.4.2.4.a u 8.4.2.4.b, la longitud de anclaje del refuerzo diagonal se podrá reducir a 1.2 veces L_d.

Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos del inciso 7.3.4.

En los tercios extremos, la separación se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que L/8, a menos que el muro cuente con los elementos de refuerzo en los extremos que se tratan en el inciso 8.4.2.4.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de la sección 6.7. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

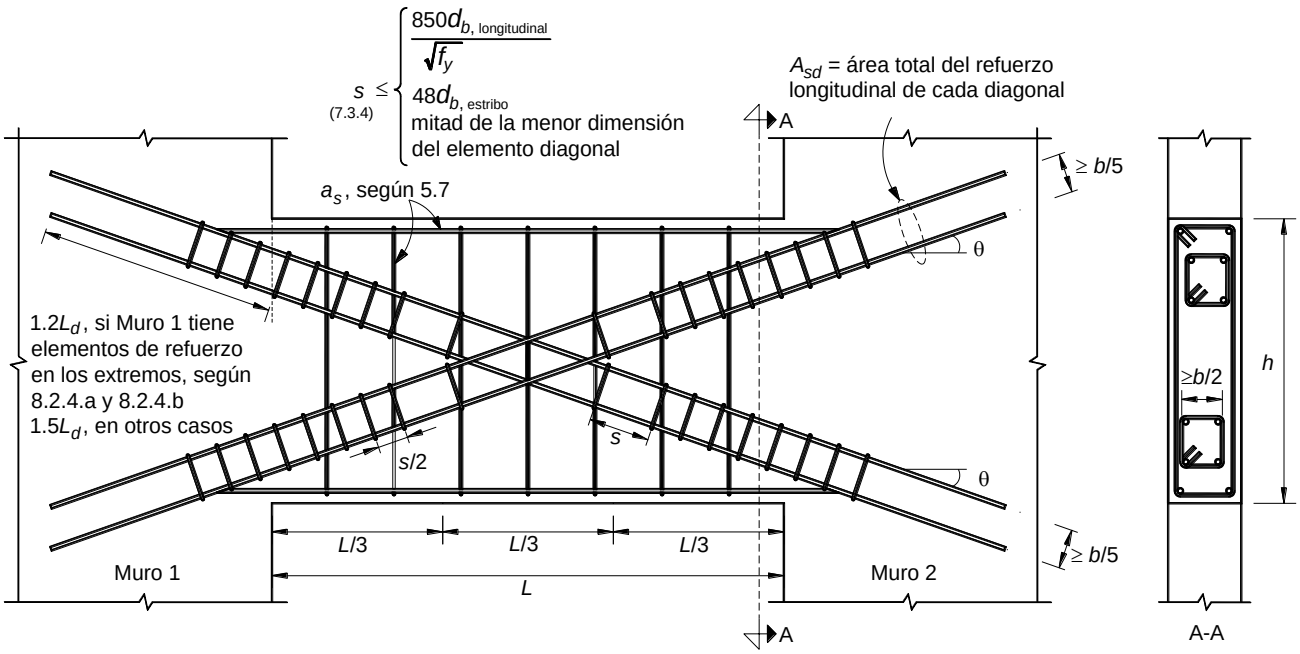


Figura 10.3.5 Refuerzo de una viga de gran peralte que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

11 ELEMENTOS PRESFORZADOS

11.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase l (véase el inciso 2.1.1). Las losas con tendones no adheridos deberán cumplir con los requisitos de sección 11.7.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

11.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo

Para fines de las presentes Normas se considerarán los siguientes elementos de acero para presfuerzo:

Alambre
Refuerzo de acero de presfuerzo que cumple con los requisitos indicados en la sección 2.2 y que, por lo general, se suministra en forma de rollos.

Barra
Refuerzo de acero que puede ser de presfuerzo, que cumple con las normas NMX-B-293 o NMX-B-292 y que comúnmente se suministra en tramos rectos.

Torón
Grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un alambre recto longitudinal.

Cable
Elemento formado por varios alambres o torones.

Tendón
Elemento utilizado para transmitir presfuerzo, que puede estar formado por alambres, barras o torones individuales o por grupos de éstos.

11.2 Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presforzados

Las revisiones de los estados límite de resistencia y de servicio deben de ser calculadas de acuerdo con la tabla 11.2.

Tabla 11.2.1 Requerimientos de diseño por estados límite de servicio para elementos presforzados

	Miembros presforzados	Miembros parcialmente presforzados	Miembros reforzados
Comportamiento asumido	No agrietado	Transición entre agrietado y no agrietado	Agrietado
Clasificación	Controlado a compresión	Transición	Controlado por tensión
Propiedades de la secciones para el cálculo de esfuerzos ante cargas de servicio	Sección bruta	Sección bruta	Sección agrietada
Esfuerzos permisibles en transferencia	11.4.1.1	11.4.1.1	Sin requerimiento
Esfuerzo permisible a compresión basado en propiedades de sección sin agrietar	11.4.1.2	11.4.1.2	Sin requerimiento
Esfuerzo de tensión ante cargas de servicio	$f_t \leq 0.62\sqrt{f_c'}$ $\left(f_t \leq 2\sqrt{f_c'} \right)$	$0.62\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f_c'}$ $\left(2\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 3.2\sqrt{f_c'} \right)$	$f_t > \sqrt{f_c'}$ $\left(f_t > 3.2\sqrt{f_c'} \right)$
Bases para el cálculo de las deflexiones	Sección bruta	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada
Control del agrietamiento	Sin requerimientos	11.4.2.4	Como sección reforzada
Cálculos de Δf_{ps} o f_s para el control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimientos	Como sección reforzada

11.3 Estados límite de falla

Se revisarán los estados límite de flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión, pandeo y, cuando sean significativos, los efectos de la fatiga.

11.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 3.5, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

De acuerdo con la clasificación de la tabla 11.2.1, se utilizarán los factores de reducción correspondientes F_R de la sección 3.6 y las disposiciones del Apéndice A.

11.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp}, cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, como método alternativo a una determinación más exacta de f_{sp}, se permite utilizar los aproximados si f_{se} es mayor que 0.5 f_{sr}:

a) Secciones con presfuerzo adherido:

$$f_{sp} = f_{sr}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c'} + \frac{d}{d_p}(q - q') \right)\right] \qquad (11.3.1)$$

donde:

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p}$$

$$q = \frac{p\ f_y}{f_c''}$$

$$q' = \frac{p'\ f_y}{f_c''}$$

γ_p es: 0.55 para f_{sp} / f_{sr} no menor que 0.8, 0.40 para f_{sp} / f_{sr} no menor que 0.85y 0.28 para f_{sp}/ f_{sr} no menor que 0.9, y

β_1 (ver sección 3.5).

Si se toma en cuenta el refuerzo a compresión al calcular f_{sp}, el término:

$$[p_p \frac{f_{sr}}{f_c'} + \frac{d}{dp}(q - q')]$$

no debe de tomarse menor a 0.17 y d' no debe de ser mayor que $0.15d_p$.

b) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte de 35 o menos:

$$f_{sp} = f_{sr} + 70 + \frac{f'_c}{10p_p} \qquad (11.3.2)$$

$$[f_{sp} = f_{sr} + 700 + \frac{f'_c}{100p_p}]$$

Pero f_{sr} no debe de ser mayor que el menor de f_{sr} o (f_{sr} +4200).

c) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte mayor a 35:

$$f_{sp} = f_{sr} + 70 + \frac{f'_c}{30p_p} \qquad (11.3.3)$$

$$[f_{sp} = f_{sr} + 700 + \frac{f'_c}{300p_p}]$$

Pero f_{sr} no debe de ser mayor que el menor de f_{sr} o (f_{sr} + 2100)

11.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y ordinario, en secciones presforzadas, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a 1.2 veces su momento flexionante de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, definida en la sección 2.1.3.

11.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición:

$$\varepsilon_{sp} \geq \frac{\varepsilon_{yp}}{0.75}$$

donde ε_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ε_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ε_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de ε_{yp} se obtendrá del fabricante del acero de presfuerzo; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

11.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en el inciso 5.1.1.2 para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

11.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexo-compresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos del inciso 7.3.4, aplicados con base en el acero longitudinal ordinario que tenga el miembro. También cumplirá con el inciso 11.3.2.

11.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de los incisos 5.3.3.1d, 5.3.5.3 y 5.3.5.4.

11.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. Se considerarán pandeo de patines y almas delgadas así como efectos biaxiales en elementos curvos o donde la trayectoria del presfuerzo no sea simétrica con respecto a los ejes de las piezas.

11.3.4 Torsión

Los efectos de torsión en elementos de concreto parcial y totalmente presforzados se tomarán en cuenta mediante las disposiciones establecidas en la sección 5.4.

11.4 Estados límite de servicio

Cumpliendo con la sección 11.2, las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

Debe realizarse un estudio cuidadoso del agrietamiento y deflexiones en elementos parcialmente presforzados.

11.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de resistencia.

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

11.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto en transferencia

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y por flujo plástico del concreto indicadas en la sección 11.5:

1) Compresión:

$0.70 f_{ci}'$ para los extremos de elementos simplemente apoyados

$0.60 f_{ci}'$ para otros casos

2) Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, excepto lo indicado en el inciso 11.4.1.1.3:

$0.25\sqrt{f_{ci}'}$; en MPa

$\left(0.8\sqrt{f_{ci}'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$

3) Tensión en los extremos de miembros simplemente apoyados

$0.5\sqrt{f_{ci}'}$

$\left(1.6\sqrt{f_{ci}'} \right)$

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda estos valores, se suministrará refuerzo ordinario para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f_{ci}', es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

11.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el concreto bajo cargas de servicio

Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo).

1) Compresión:

$0.45 f_c'$ para presfuerzo más cargas sostenidas

$0.60 f_c'$ para presfuerzo más carga total

2) Tensión:

$0.5\sqrt{f_c'}$; en MPa

$\left(1.6\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que

$$\sqrt{f_c'} \text{ ; en MPa}$$

$$\left(3.2\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$$

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que

$$\sqrt{f_c'}$$

$$\left(3.2\sqrt{f_c'} \right)$$

puede usarse acero ordinario y tratar el elemento como parcialmente presforzado. Deberá cumplirse con los requisitos de deflexiones indicados en el inciso 11.4.1.4 y con los de la tabla 11.2.1.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, no deberá haber tensiones en el concreto en condiciones de servicio.

11.4.1.3 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

a) Debidos a la fuerza aplicada por el gato
$0.94\,f_{yp}$
pero no deberá exceder de $0.8\,f_{sr}$

b) Inmediatamente después de la transferencia
$0.82\,f_{yp}$
pero no será mayor que $0.74\,f_{sr}$

c) En cables de postensado, anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los tendones
$0.70\,f_{sr}$

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

11.4.1.4 Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de las pérdidas en la fuerza de presfuerzo debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, y de relajación del acero indicadas en la sección 11.5. Además, se deben cumplir con los requisitos de la sección 11.2.

11.4.2 Elementos parcialmente presforzados

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. El momento de descompresión es aquél que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los del presfuerzo.

11.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

a) Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia, y antes que ocurran las pérdidas debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, serán los estipulados en el inciso 11.4.1.1.a para concretos totalmente presforzados.

b) Esfuerzos bajo cargas de servicio

Serán los indicados en el inciso 11.4.1.2 para elementos de concreto con presfuerzo total.

11.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados, indicados en el inciso 11.4.1.3.

11.4.2.3 Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa. Se calcularán con los métodos usuales. Además se deben cumplir con los requisitos de la sección 11.2 y 11.5.

11.4.2.4 Agrietamiento

El criterio siguiente se aplica a elementos de concreto parcialmente presforzado que no deban ser impermeables y que no estén expuestos a un ambiente corrosivo.

El agrietamiento siempre deberá ser controlado con acero de refuerzo ordinario, despreciando la posible contribución del acero de presfuerzo, por lo que deberá cumplirse con las disposiciones para agrietamiento de elementos no presforzados indicadas en la sección 14.3.

11.5 Pérdidas de presfuerzo

Para valuar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

a) Pérdidas inmediatas

1) Acortamiento elástico del concreto;
2) Desviación de los tendones;
3) Fricción, sólo en elementos postensados, en el acero presforzado, debida a curvatura intencional o accidental; y
4) Deslizamiento de los anclajes.

b) Pérdidas diferidas

1) Flujo plástico del concreto;
2) Contracción del concreto; y
3) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

Si los elementos pretensados, con presfuerzo total o parcial, van a ser construidos en plantas de fabricación establecidas, y dichas plantas cuentan con estudios estadísticos de pérdidas de presfuerzo, se puede suponer una pérdida total global de presfuerzo, considerada como un porcentaje, basándose en dichos estudios estadísticos. En caso contrario la pérdida total de presfuerzo será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

a) Acortamiento elástico del concreto;
b) Deslizamiento de los anclajes;
c) Desviación de los tendones;
d) Flujo plástico del concreto;
e) Contracción del concreto; y
f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

La pérdida total de presfuerzo, en elementos postensados con presfuerzo total o parcial será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

a) Acortamiento elástico del concreto;
b) Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o intencional;
c) Deslizamiento de los anclajes;
d) Flujo plástico del concreto;
e) Contracción del concreto; y
f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

11.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla 11.5.1.

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas individuales de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

Tabla 11.5.1 Métodos de estimación de pérdidas de presfuerzo

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo		Descripción
A	Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato.
B	Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se valúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total.
C	Estimaciones por el método de los intervalos	Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual. Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida.

En la tabla 11.5.2 se presenta el criterio de selección del método de valuación de pérdidas para edificios convencionales descrito en la tabla 11.5.1.

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Tabla 11.5.2 Criterios para seleccionar el método de evaluación de pérdidas de presfuerzo

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_0, que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x, en un punto x del tendón

$$P_0 = P_x \, e^{KL+\eta\mu} \tag{11.5.1}$$

Cuando $(KL+\eta\mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x \, (1 + KL + \eta\mu) \tag{11.5.2}$$

donde:

K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1};
L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, en m;
μ coeficiente de fricción por curvatura;
η cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x, en radianes; y
e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla 11.5.3.

Tabla 11.5.3 Coeficientes de fricción para tendones postensados

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por:	Coeficiente K, por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

11.5.4 Indicaciones en planos

Deberán indicarse en los planos estructurales las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño, y no deberán excederse dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

Además, para elementos postensados, deben indicarse en los planos estructurales los valores de los coeficientes de fricción por curvatura, μ, y por desviación accidental, K, usados en el diseño, los intervalos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, el deslizamiento esperado en los anclajes y el diagrama de tensado.

11.6 Requisitos complementarios

11.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

11.6.1.1 Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 600 mm.

11.6.1.2 Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendada por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras de 9.5 mm de diámetro (número 3), colocadas cada 80 mm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 40 mm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

11.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_b, en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con los incisos 11.6.1.1 y 11.6.1.2:

a) Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8\, f_{ci}' \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \;\leq\; 1.25\, f_{ci}' \qquad (11.6.1)$$

b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6\, f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \;\leq\; f_c' \qquad (11.6.2)$$

donde:

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado; y
A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

11.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo

a) Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud no menor que

$$0.14\,(f_{sp} - 0.67\,f_{se})\,d_b$$

$$\left[0.014(f_{sp} - 0.67 f_{se})d_b\right]$$

para alambres lisos de presfuerzo dicha longitud no será menor que

$$0.27(f_{sp} - 0.67\,f_{se})\,d_b$$

$$\left[0.028(f_{sp} - 0.67 f_{se})d_b\right]$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las que sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño.

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la expresión anterior.

b) La longitud de transferencia de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros. En torones será de 50 diámetros.

11.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones no adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, y en ductos lo suficientemente amplios para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

11.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar el efecto de la fuerza de presfuerzo en la zona de compresión revisando que la deformación unitaria máxima no exceda 0.003.

11.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado

11.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno

El recubrimiento de alambres, varillas, torones, tendones, cables, ductos y conexiones, para elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno, no será menor que su diámetro, d_b, ni menor que lo indicado en la tabla 11.6.1.

Tabla 11.6.1 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno

Tipo de elemento	Recubrimiento mínimo, mm
Columnas y trabes	20
Cascarones, losas y otro tipo de elementos	15

11.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno

Para elementos presforzados que estén en contacto con el terreno y permanentemente expuestos a él deberá utilizarse un recubrimiento de 40 mm si no se utiliza plantilla, y de 20 mm si se tiene plantilla.

11.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos

En elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.), el recubrimiento del acero de presfuerzo será el mayor entre lo aquí dispuesto y lo establecido en la sección 4.9.

11.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

El recubrimiento de las barras de acero ordinario que se incluyan en elementos de concreto presforzado deberá cumplir con las disposiciones de la sección 4.9.

11.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo

11.6.6.1 Separación libre horizontal entre alambres y entre torones

La separación libre horizontal, S_{Lh}, entre elementos de acero para presfuerzo, será como se indica en la tabla 11.6.2.

11.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos de postensado

La separación libre horizontal entre ductos de postensado, S_{Lh}, será como se indica en la tabla 11.6.2.

Se permite formar paquetes de ductos siempre y cuando se demuestre que el concreto puede colarse satisfactoriamente y se garantice que los tendones no se romperán al tensarse. Sin embargo, cuando se tengan dos o más lechos horizontales de ductos no se permitirá formar paquetes en el sentido vertical (ver figura 11.6.1).

Cuando se tengan paquetes de ductos, la separación libre horizontal, S_{Lh}, entre cada paquete y en toda la longitud del paquete no será menor que la indicada en la tabla 11.6.2.

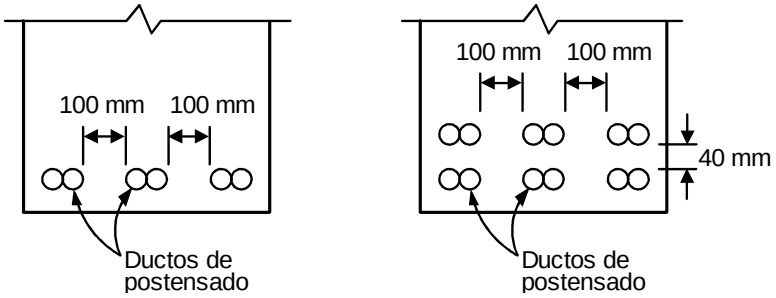


Figura 11.6.1 Separaciones libres mínimas entre paquetes de ductos de postensado

11.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones

La separación libre vertical, S_{Lv}, entre alambres y entre torones no será menor que la indicada en la tabla 11.6.2. En la zona central del claro se permite una separación vertical menor y la formación de paquetes en el sentido vertical.

11.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado

La separación libre vertical, S_{Lv}, entre ductos de postensado y entre paquetes de ductos será la indicada en la tabla 11.6.2.

Tabla 11.6.2 Separación libre entre elementos de acero para presfuerzo

Tipo de elemento de presfuerzo	Separación libre horizontal, S_{Lh}	Separación libre vertical, S_{Lv}
Alambres	$S_{Lh} \geq 4\,d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5$ tma[1]	$S_{Lv} \geq 1.25$ tma
Torones	$S_{Lh} \geq 3\,d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5$ tma	$S_{Lv} \geq 1.25$ tma
Ductos individuales	$S_{Lh} \geq 40$ mm y $S_{Lh} \geq 1.5$ tma	$S_{Lv} \geq 40$ mm
Paquetes de ductos	$S_{Lh} \geq 100$ mm	$S_{Lv} \geq 40$ mm

[1] tma: Tamaño máximo del agregado

11.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

Las separaciones libres deberán cumplir con las disposiciones de las secciones 6.3 y 6.4.

11.6.7 Protección contra corrosión

Los tendones no adheridos deberán estar recubiertos completamente con un material adecuado que asegure su protección contra la corrosión. El material de recubrimiento deberá ser continuo en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de elementos corrosivos.

11.6.8 Resistencia al fuego

Deberá cumplirse con los recubrimientos especificados en el inciso 11.6.5.

11.6.9 Ductos para postensado

Los ductos para tendones que se inyectarán con lechada deben ser herméticos y no deberán reaccionar con los tendones, con el concreto ni con la lechada de relleno.

Los ductos para tendones o para alambres individuales que se vayan a inyectar con lechada deberán tener un diámetro interior por lo menos 10 mm mayor que el diámetro del tendón o alambre, d_b. Los ductos para grupos de alambres o tendones deberán tener un área transversal interna no menor que dos veces el área transversal neta de los alambres o tendones.

11.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo

La lechada deberá estar constituida por cemento y agua, o por cemento, arena y agua. El cemento, el agua y la arena deberán cumplir con las disposiciones del capítulo 2. Así mismo, deberá cumplirse con lo especificado en el inciso 15.4.2.

11.7 Losas postensadas con tendones no adheridos

11.7.1 Requisitos generales

11.7.1.1 Definiciones

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones no adheridos, anclajes y refuerzo adicional ordinario a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa–columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, así como de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

11.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios del inciso 11.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil. Para losas planas, la relación claro mayor–espesor no deberá exceder de 40.

11.7.1.3 Losas apoyadas en vigas

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de la sección 11.7.

Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor–espesor no deberá exceder de 50.

11.7.1.4 Factores de reducción

Los factores de reducción para losas postensadas con tendones no adheridos, F_R, serán:

a) $F_R = 0.8$ para flexión.

b) $F_R = 0.75$ para cortante y torsión.

c) $F_R = 0.65$ para aplastamiento del concreto.

d) F_R = 0.65 para diseño de las zonas de anclaje.

11.7.2 Estados límite de falla

11.7.2.1 Flexión

a) Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en el inciso 3.4.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de diseño.

b) Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que 0.9 MPa (9 kg/cm^2) e inferior a 3.5 MPa (35 kg/cm^2).

c) Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y de las hipótesis generales enunciadas en la sección 3.5, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo, f_{se}, no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr}, del acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión, f_{sp}, puede calcularse como:

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{10\,p_p} \qquad (11.7.1)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100\,p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro−espesor menores que 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que f_{sr} + 420, en MPa, (f_{sr} + 4 200 en kg/cm^2) o bien

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{30\,p_p} \qquad (11.7.2)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300\,p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro−espesor mayores o iguales a 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que f_{sr} + 210, en MPa (f_{sr} + 2 100, en kg/cm^2).

d) Refuerzo mínimo

La cuantía de acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos la necesaria para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, establecida en el inciso 2.1.3.

e) Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 11.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valuar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

f) Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de ± 6.5 mm para espesores de losa de hasta 200 mm y de ± 10 mm para losas con más de 200 mm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (sección 4.9 e inciso 11.7.4.6). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

g) Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en el inciso 7.6.3 El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en el inciso 11.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural, prescrito en el inciso 7.6.4g, deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a $2c_1+c_2$ centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa (figura 11.7.1), a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El área de refuerzo de integridad estructural se determinará según el inciso 7.6.4g. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior.

11.7.2.2 Fuerza cortante

Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos 5.3.6.1.a y 5.3.6.1.b. Para conexiones losa–columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece el inciso 3.4.4. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en el inciso 5.3.6.6.

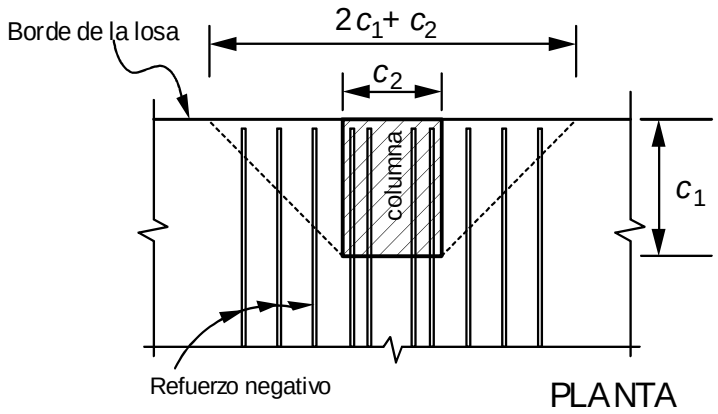


Figura 11.7.1 Refuerzo negativo perpendicular a un borde no diseñado para resistir torsión

El refuerzo transversal en la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en el inciso 7.3.4.

En caso de que los esfuerzos cortantes sean mayores que la resistencia del concreto, se colocarán estribos diseñados de acuerdo con el inciso 5.3.6.5.

11.7.3 Sistemas de losas postensadas–columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprecie la contribución de la losa plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de Q que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en el inciso 5.1.4.2.

Para diseñar el sistema losa plana−columnas para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, siguiendo lo establecido en los incisos 11.7.2.1 y 11.7.2.2, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según el inciso 3.4.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de Q = 2.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa−columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de la sección 7.8.

11.7.4 Estados límite de servicio

11.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan los valores de la sección 11.4 para cargas muerta y viva de servicio.

11.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón, $0.70\,f_{sr}$.

11.7.4.3 Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

11.7.4.4 Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que $0.16\sqrt{f_c'}$, en MPa ($0.5\sqrt{f_c'}$, en kg/cm^2), se colocará un área mínima de refuerzo corrugado adherido igual a

$$A_s = \frac{2N_c}{f_y} \tag{11.7.3}$$

donde N_c es la fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo especificado de fluencia f_y no deberá ser mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm^2). El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de la sección 6.3 y 6.4.

en zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adherido sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075\,A_{cf} \tag{11.7.4}$$

donde A_{cf} es el área bruta de la banda viga-losa mayor en dos marcos equivalentes ortogonales intersectando a la columna en losas que trabajan en ambas direcciones. Dicho refuerzo debe de ser distribuido entre líneas que están 1.5h fuera de las caras opuestas del soporte de la columna. Por lo menos se deben de colocar cuatro barras. El espaciamiento del refuerzo adherido no deberá de exceder 200 mm.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuyo ancho deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de la sección 6.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que las empleadas en la losa.

11.7.4.5 Corrosión

Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

11.7.4.6 Resistencia al fuego

El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será de 20 mm para cualquier tipo de edificio.

11.7.5 Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en el inciso 11.6.1.3 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras de 9.5 mm de diámetro (número 3) para cada anclaje, colocadas a una distancia de 1.5h adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 300 mm ni 24 veces el diámetro de las barras (figura 11.7.2). El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar

Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la misma. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además, se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelas al borde de la losa a una distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones (figura 11.7.2). Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

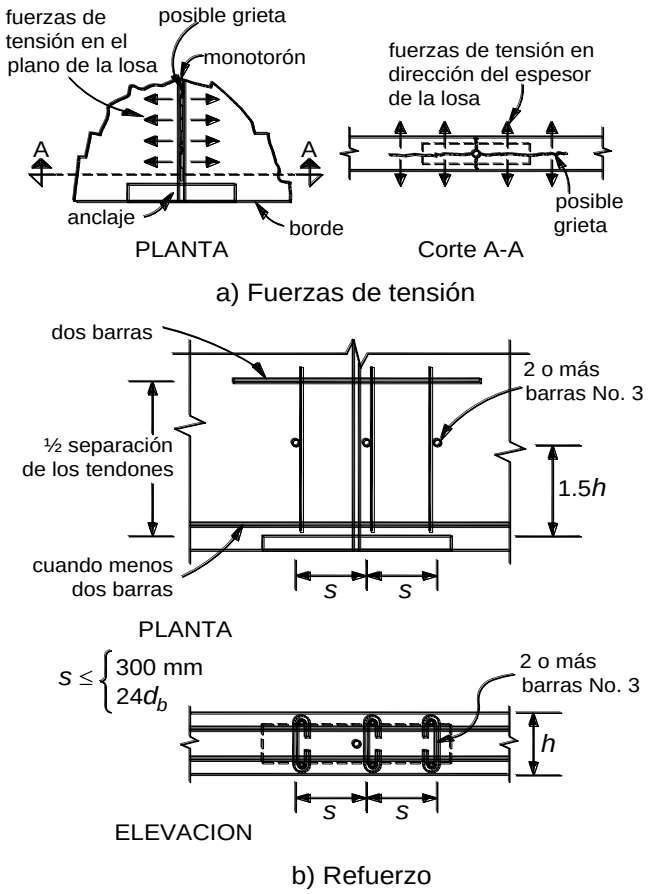


Figura 11.7.2 Refuerzo en la zona de anclaje

12. CONCRETOS ESPECIALES

12.1 Definición

Se definen como concretos especiales aquellos que, por sus características y propiedades, tienen un desempeño diferente al de los concretos convencionales y que, por tanto, requieren modificar algunas expresiones de diseño.

Los parámetros de resistencia para concretos especiales que se presentan de 12.2 a 12.7 y los que intervengan en las expresiones de diseño estarán afectados por los factores de resistencia, F_R, correspondientes.

12.2 Concreto de alta resistencia

En estas Normas se entiende por concreto de alta resistencia aquel que tiene una resistencia a la compresión f_c' igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm^2).

12.2.1 Empleo de concretos de alta resistencia

12.2.1.1 Disposiciones generales

Se permite el uso de concretos de alta resistencia con valores de f_c' hasta de 70 MPa (700 kg/cm^2), excepto en los casos mencionados en el inciso 12.2.1.2. Se podrán usar concretos de resistencia mayor si el Corresponsable en Seguridad Estructural presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados en zonas sísmicas.

Los requisitos de los capítulos anteriores serán aplicables al concreto de alta resistencia en lo que no se opongan a lo estipulado en este Capítulo

12.2.1.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad, Q, igual a 4, y en miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más de 50 por ciento de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u, sea mayor que 0.2 P_{R0}, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, sólo se podrán usar concretos con valores de f_c' hasta de 55 MPa (550 kg/cm^2).

12.2.2 Propiedades mecánicas

12.2.2.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia se supondrá igual a:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 11\,000 \text{; en MPa} \qquad (12.2.1)$$

$$\left(E_c = 8\,500\sqrt{f_c'} + 110\,000 \quad \text{; en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 5\,000 \text{; en MPa} \qquad (12.2.2)$$

$$\left(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 50000 \quad \text{; en kg/cm}^2 \right)$$

12.2.2.2 Resistencia a tensión

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayes en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, se supondrá igual a:

$$\overline{f_t} = 0.53\sqrt{f_c'} \text{ ; en MPa} \qquad (12.2.3)$$

$$\left(\overline{f_t} = 1.67\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\overline{f_t} = 0.47\sqrt{f_c'} \text{ ; en MPa} \qquad (12.2.4)$$

$$\left(\overline{f_t} = 1.50\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$$

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión por flexión, o módulo de rotura, de concretos de alta resistencia se supondrá igual a

$$\overline{f_f} = 0.85\sqrt{f_c'} \text{ ; en MPa} \qquad (12.2.5)$$

$$\left(\overline{f_f} = 2.70\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\overline{f_f} = 0.80\sqrt{f_c'} \text{ ; en MPa} \qquad (12.2.6)$$

$$\left(\overline{f_f} = 2.54\sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm}^2 \right)$$

12.2.3 Contracción por secado

Para concretos de alta resistencia la contracción por secado final, ε_{cf}, se supondrá igual a 0.0006.

12.2.4 Flujo plástico

El coeficiente de flujo plástico, definido en el inciso 2.1.6, se supondrá igual a 2.0.

Las deflexiones diferidas se pueden calcular con la ecuación 14.2.4, sustituyendo el numerador por 1.6.

12.3 Concreto autocompactante

12.3.1 Alcance

Se define como concreto autocompactante aquel que, como consecuencia de una dosificación adecuada y del empleo de aditivos superplastificantes específicos, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, sin presentar segregación, bloqueo de agregado grueso, sangrado, ni exudación de la lechada.

12.3.2 Diseño estructural

Son aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en estas normas. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción, pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a la de los concretos de compactación convencional.

A falta de ensayos experimentales que proporcionen los parámetros reológicos de este concreto, éstos se obtendrán de la información local disponible.

12.3.3 Propiedades de los materiales

12.3.3.1 Cemento

El concreto autocompactante se fabricará preferentemente con los cementos que resulten adecuados de acuerdo con la finalidad de su empleo en función del tipo y cantidad de adiciones que contenga o bien, con cemento común tipo CPO, las adiciones al concreto necesarias y utilizando, cuando así se requiera, un “filler” inerte adecuado como agregado de corrección de la granulometría de la arena en las partículas más finas que pasan por el tamiz # 230 (0.063 mm).

De una u otra manera se debe conseguir una cantidad de finos (partículas que pasan por el tamiz # 120 (0.12 mm)) suficiente para alcanzar la propiedad de autocompactabilidad. La cantidad total de finos menores de 0.12 mm aportada por el cemento, las adiciones al concreto y los agregados, necesaria para fabricar concreto autocompactante es del orden de 25%, en peso, de la masa del concreto, pudiendo determinarse cuando sea necesario, con mayor precisión mediante los ensayos correspondientes. La cantidad de adiciones complementarias no se considerará en el cálculo de la relación agua/cemento, ni en la cantidad máxima de cemento.

12.3.3.2 Agregados

El tamaño máximo de agregado para el concreto autocompactante se limita a 25 mm (1”), siendo recomendable utilizar tamaños máximos comprendidos entre 12 mm y 20 mm, en función del espacio entre las barras de refuerzo.

Los materiales “fillers” son aquellos cuya mayor parte pasa por la malla # 230 (0.063 mm) y se obtienen por tratamiento de los materiales de los que provienen. La granulometría de un “filler” se define en la tabla 12.3.1.

Tabla 12.3.1 Granulometría del “filler”

Tamaño de tamiz, mm (#)	Porcentaje que pasa en peso
2 (# 10)	100
0.125 (# 120)	85 a 100
0.063 (# 230)	70 a 100

Se recomienda, exclusivamente para los concretos autocompactantes, que la cantidad resultante de sumar el contenido de partículas de agregado fino que pasa por el tamiz de 0.063 mm y la adición caliza en el cemento, en su caso, no sea mayor de 250 kg/m^3 de concreto autocompactante.

12.3.3.3 Aditivos

El uso de un aditivo superplastificante es requisito fundamental en el concreto autocompactante y, en ocasiones, puede ser conveniente el uso de un aditivo regulador de la viscosidad que minimice los efectos de la variación granulométrica, del contenido de humedad, del contenido de finos o de la distribución granulométrica, haciendo que el concreto autocompactante sea menos sensible, en cuanto a la propiedad de autocompactabilidad, a pequeñas variaciones en la calidad de las materias primas y en sus proporciones.

Su empleo se realizará después de conocer su compatibilidad con el cemento y las adiciones, comprobando que exista una buena conservación de las propiedades reológicas durante el tiempo previsto para la puesta en obra del concreto autocompactante, así como las características mecánicas correspondientes mediante la realización de ensayos previos.

Los aditivos superplastificantes cumplirán con la norma NMX-C-255-ONNCCE.

Los aditivos reguladores de la viscosidad cumplirán con la norma ASTM C494/C494M.

12.3.4 Propiedades del concreto autocompactante

El concreto autocompactante tiene tres propiedades intrínsecas básicas:

- Fluidez o habilidad de fluir sin ayuda externa y llenar el molde
- Resistencia al bloqueo o habilidad de pasar entre las barras de refuerzo
- Estabilidad dinámica y estática o resistencia a la segregación, que le permite alcanzar una distribución uniforme del agregado en toda su masa.

Mientras que las propiedades en estado fresco del concreto autocompactante difieren en gran medida de las del concreto de compactación convencional, su comportamiento en términos de resistencia, durabilidad y demás propiedades en estado endurecido puede considerarse similares a las de un concreto convencional de igual relación agua/cemento y elaborado con los mismos materiales componentes.

En relación con su comportamiento a edad temprana podrían producirse algunas variaciones en propiedades como la contracción y/o alteraciones en el tiempo de fraguado, como consecuencia de que incorporan dosis mayores de finos y aditivos.

En aplicaciones donde el módulo de elasticidad, la contracción por secado o el flujo plástico puedan ser factores críticos y el contenido de pasta o agregado grueso varíe de forma sustancial sobre el normalmente utilizado, estas propiedades deben ser analizadas mediante ensayes específicos.

En general, las diferencias con el concreto convencional son suficientemente pequeñas de forma que se permite utilizar para el concreto autocompactante las expresiones de diseño incluidas en estas normas para el diseño estructural. Se pueden utilizar las mismas longitudes de anclaje de las barras de refuerzo o presfuerzo, iguales criterios para especificar la resistencia mínima del concreto y el mismo tratamiento de las juntas de construcción.

12.3.5 Composición

Los componentes del concreto autocompactante son los mismos que los del concreto estructural convencional, aunque las proporciones de los mismos pueden variar respecto a las habituales para estos últimos, caracterizándose por un menor contenido de agregado grueso, un mayor contenido de finos minerales y, en general, un menor tamaño máximo de agregado.

12.3.6 Consistencia

La consistencia del concreto autocompactante no puede ser caracterizada con los procedimientos empleados para el concreto convencional. La caracterización de la autocompactabilidad se realiza a través de métodos de ensayo específicos que permiten evaluar las características del material en términos de:

- Fluidez, mediante ensayos de escurrimiento o de escurrimiento en embudo **V**, según ASTM C 1611/C 1611M
- Resistencia al bloqueo, mediante ensayos del escurrimiento con anillo **J**, o mediante ensayos en caja en L, según ASTM C 1621/C 1621M
- Resistencia a la segregación según ASTM C 1610.

La resistencia a la segregación, también se puede apreciar a partir del comportamiento del material en los ensayos de escurrimiento y embudo en **V**. En el ensayo de escurrimiento debe observarse una distribución uniforme de agregado grueso y ningún tipo de segregación o exudación en el perímetro de la “torta” final del ensayo.

En la tabla 12.3.2 se muestran los intervalos admisibles de los parámetros de autocompactabilidad que deben cumplirse simultáneamente según los diferentes métodos de ensayo.

Tabla 12.3.2 Requisitos generales para la autocompactabilidad[(1)]

Ensayo	Parámetro medido	Intervalo admisible
Escurrimiento	T_{50}	$T_{50} \leq 8$ s
	d_f	550 mm $\leq d_f \leq$ 850 mm
Embudo en **V**	T_v	$4 \text{ s} \leq T_v \leq 20$ s
Caja en **L**	C_{bL}	$0.75 \leq C_{bL} \leq 1.00$
Escurrimiento con anillo en J	d_{jf}	$d_{jf} \geq d_f$ - 50 mm

[(1)] Ver significado de la notación en las normas correspondientes.

12.3.7 Propiedades mecánicas

12.3.7.1 Resistencia a compresión

En el concreto autocompactante la evolución de la resistencia a compresión con el tiempo puede considerarse equivalente a la de un concreto de compactación convencional, sin embargo, se deberá tener en cuenta la posibilidad de un retraso en la ganancia de resistencia inicial debido a las dosis mayores de aditivos utilizados. Para la resistencia a tensión pueden aplicarse las relaciones entre ambas resistencias establecidas para el concreto convencional.

12.3.7.2 Módulo de elasticidad

Debido a que los concretos autocompactantes contienen un mayor volumen de pasta que el concreto de compactación convencional y tomando en cuenta que el módulo de elasticidad de la pasta es menor que el de los agregados, se puede prever que el módulo de elasticidad para el concreto autocompactante resulte entre 7% y 15% menor que el del concreto de compactación convencional. Cuando se requiera un conocimiento detallado del valor del módulo de elasticidad como, por ejemplo, en algunas estructuras con un proceso de construcción evolutivo en el que el control de la deformación resulte crítico, se deben hacer determinaciones experimentales de dicho valor, al igual que se hace cuando se utiliza concreto de compactación convencional.

12.3.7.3 Resistencia a fuerza cortante

Aunque no se han detectado diferencias importantes dignas de ser tomadas en cuanta en el diseño estructural, debido al menor contenido de agregado grueso y en general agregado de menor tamaño, los concretos autocompactantes presentan una superficie de fisura más lisa que la de los concretos de compactación convencional de la misma resistencia. Esto reduce ligeramente la componente resistente de trabazón. En cualquier caso el cálculo correspondiente puede realizarse utilizando las expresiones de diseño de estas normas para el concreto de compactación convencional.

12.3.8 Contracción por secado

Debido a que el concreto autocompactante tiene una mayor cantidad de finos en su composición y una alta resistencia frente a la segregación, el material prácticamente no exuda agua durante la puesta en obra. Si bien teóricamente este aspecto resulta positivo, en la práctica el efecto puede resultar inverso, ya que muchas veces es el agua de exudación (sangrado) la que compensa el agua que se evapora en estado fresco y, consecuentemente, evita el agrietamiento por contracción plástica.

Debido a las bajas relaciones agua/cementante que en general se consideran, cobra especial importancia el curado del concreto autocompactante, especialmente en estructuras con altas relaciones superficie/volumen.

De manera equivalente a lo que sucede con el concreto de compactación convencional, un alto contenido de cemento conducirá a un mayor calor de hidratación, una consecuente dilatación y una posterior contracción térmica, lo cual en elementos de mediana o gran masa puede resultar crítico en términos de agrietamiento. Se deben emplear las mismas precauciones que para el concreto de compactación convencional.

12.3.9 Flujo plástico

El comportamiento en flujo plástico del concreto autocompactante puede considerarse equivalente al de un concreto de compactación convencional de igual relación agua/cemento. Aunque para el mismo nivel resistente podrían producirse deformaciones ligeramente mayores, si el secado al aire es permitido, esta diferencia puede desaparecer a causa del mayor refinamiento de la estructura de poro del concreto autocompactante. En aplicaciones donde el flujo plástico pueda ser un factor crítico, esta propiedad deberá ser tomada en cuenta durante el proceso de dosificación y verificada mediante ensayos específicos de laboratorio sobre probetas expuestas a un ambiente controlado.

12.4 Concreto ligero

12.4.1 Requisitos generales

En estas Normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m^3 (1.9 t/m^3).

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Corresponsable en Seguridad Estructural o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L, son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las ecuaciones relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se usará $1.6f_t$ en lugar de $\sqrt{f_c'}$ siendo f_t en MPa ($0.5f_t$ en lugar de $\sqrt{f_c'}$ si se usan kg/cm^2), la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con el inciso 2.1.3 para concreto clase 2.

El valor de f_t que se use no debe ser mayor que $0.38\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$ en kg/cm^2). Si no se conoce f_t se supondrá igual a $0.28\sqrt{f_c'}$ en MPa ($0.9\sqrt{f_c'}$ en kg/cm^2).

No son aplicables las ecuaciones de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

12.4.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en la sección 6.7 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$\frac{2.35\,\overline{f_t}}{\sqrt{f_c'}} \qquad (12.4.1)$$

$$\left(\frac{0.75\,\overline{f_t}}{\sqrt{f_c'}}\right)$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementará en la relación:

$$\frac{0.63\sqrt{f_c'}}{\overline{f_t}} \qquad (12.4.2)$$

$$\left(\frac{2\sqrt{f_c'}}{\overline{f_t}}\right)$$

f_c' y $\overline{f_t}$ en MPa (kg/cm^2).

El esfuerzo $\overline{f_t}$ se define en el inciso 2.1.3.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{f_y}{30\,\overline{f_t}}$ veces el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva Norma Mexicana de las indicadas en la sección 2.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce, $\overline{f_t}$ se sustituirá por $0.38\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$ en kg/cm^2) en las expresiones de esta sección.

12.5 Concretos reforzados con fibras

12.5.1 Alcance

Los concretos reforzados con fibras se definen como aquellos que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y distribuidas aleatoriamente en su masa.

La aplicación de estos concretos puede ser con finalidad estructural o no estructural. El empleo de fibras en el concreto tiene finalidad estructural cuando se utiliza su contribución en los cálculos relativos a alguno de los estados límite de resistencia o de servicio y su empleo puede implicar la sustitución parcial o total del refuerzo convencional en algunas aplicaciones. Se considera que las fibras no tienen función estructural, cuando se incluyen en el concreto con otros objetivos, como la mejora de la resistencia al fuego o el control del agrietamiento.

12.5.2 Propiedades de los materiales

12.5.2.1 Fibras

Las fibras son elementos de corta longitud y sección pequeña que se incorporan a la masa de concreto con el fin de conferirle ciertas propiedades específicas. Se clasifican como fibras estructurales aquellas que proporcionan una tenacidad importante al concreto, en cuyo caso la contribución de las fibras se considera en el cálculo de la respuesta de la sección de concreto; como fibras no estructurales aquellas que, sin considerarlas en el cálculo de la respuesta, la tenacidad que desarrollan permite tener una mejora en las propiedades del concreto como el control del agrietamiento por contracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión, impacto y otras. De acuerdo con su naturaleza las fibras se clasifican en fibras de acero, fibras poliméricas y otras fibras inorgánicas. La efectividad de las fibras se valora por medio de la energía de rotura (tenacidad) en Julios (**J**) en especímenes de concreto de conformidad con la norma ASTM C 1018.

a) Las fibras de acero deben cumplir con los requisitos de la especificación ASTM A-820. La forma de la fibra tiene un impacto importante en la adherencia de la fibra con el concreto, pueden ser rectas, onduladas, corrugadas, con extremos de distintas formas, etc. Su sección transversal puede ser circular, rectangular, semicircular, irregular o de sección transversal variable.

La longitud de la fibra, l_f , debe ser mayor o igual a 2 veces el tamaño máximo del agregado (tma); es usual el empleo de longitudes de 2.5 a 3 veces el tma. Además, el diámetro de la tubería para el bombeo del concreto exige que la longitud de la fibra sea inferior a 2/3 del diámetro del tubo.

La longitud de la fibra debe ser suficiente para lograr la adherencia necesaria a la matriz y evitar que sea arrancada con facilidad. Un parámetro conveniente para describir la geometría de la fibra es el llamado relación de aspecto, que es la relación entre la longitud y el diámetro de la fibra o diámetro equivalente, en caso de que la sección transversal no sea circular. A igualdad de longitud, fibras de diámetro pequeño aumentan el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entramado de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente al permitir una mejor redistribución de esfuerzos.

b) Pueden usarse fibras plásticas de material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon o poliéster). Las fibras plásticas deben cumplir con la norma ASTM D 7508/D 7508M. Su longitud debe estar comprendida entre 20 mm y 60 mm, y debe guardar una relación con el tamaño máximo del agregado (tma) de al menos 3:1 (fibra:tma).

Las fibras plásticas de longitud menor a 30 mm pueden usarse para reducir el agrietamiento por contracción plástica del concreto, especialmente en pavimentos y para mejorar el desempeño frente a fuego, pero no pueden tener ninguna función estructural.

c) Las fibras inorgánicas, entre las que se encuentran las de vidrio, pueden usarse para fines estructurales, para reducir el agrietamiento, la contracción por secado y el flujo plástico, así como para mejorar el desempeño del concreto ante fatiga e impacto, pero debe garantizarse que tengan un desempeño adecuado durante la vida útil del elemento estructural, en relación con los problemas potenciales de su deterioro como consecuencia de la alcalinidad del medio. Cuando se usen en elementos estructurales donde se presenten cargas de flexión o tensión, como en vigas, columnas y losas, se debe considerar en su dimensionamiento que toda la fuerza de tensión debe ser resistida por barras de refuerzo.

12.5.2.2 Concreto

El concreto empleado en la mezcla es del tipo convencional aunque deben variarse las proporciones de los materiales componentes para alcanzar una trabajabilidad adecuada y sacar ventaja de las fibras. Para ello, se debe limitar el tamaño del agregado, optimizar la granulometría, incrementar el contenido de cemento y adicionarle ceniza volante o aditivos químicos para mejorar la trabajabilidad. Cuando las fibras utilizadas sean metálicas, el ión cloruro total aportado por los materiales componentes no excederá de 0.4% del peso del cemento.

12.5.3 Criterio de diseño

Se debe considerar al concreto reforzado con fibras como un concreto con capacidad de deformación, resistencia al impacto, absorción de energía y resistencia a tensión incrementadas. El incremento en estas propiedades variará desde sustanciales hasta nulo dependiendo de la cantidad y tipo de fibras empleados; las propiedades no se incrementarán en la misma proporción en el que se incrementa el contenido de fibras.

El dimensionamiento de miembros de concreto reforzado con fibras de acero se basa en los métodos de diseño convencionales complementados con procedimientos para tomar en cuenta la tensión adicional que proporcionan las fibras.

Para aplicaciones estructurales, las fibras de acero se usan como refuerzo complementario de las barras de refuerzo. Las fibras de acero pueden inhibir las grietas satisfactoriamente y mejorar la resistencia al deterioro del material como consecuencia de fatiga, impacto, y contracción por secado o esfuerzos térmicos. En miembros estructurales donde se presenten cargas de flexión o tensión, como en vigas, columnas o losas (no sobre el terreno) un enfoque conservador, pero justificable, para el dimensionamiento es considerar que toda la tensión es soportada por las barras de refuerzo.

En aplicaciones donde no es esencial la presencia de refuerzo continuo para la seguridad e integridad de la estructura, (pisos sobre el terreno, pavimentos, recubrimientos y revestimientos con concreto lanzado) las mejoras en la resistencia a flexión, impacto y en el desempeño a la fatiga asociadas con el uso de las fibras, pueden emplearse para reducir el espesor de la sección, mejorar el desempeño o ambos.

12.5.4 Propiedades mecánicas

12.5.4.1 Resistencia a compresión

Los incrementos en la resistencia a compresión del concreto varían desde nulo en la mayor parte de los casos hasta 20 por ciento para concretos que incluyen 2%, por volumen, de fibras.

Las curvas esfuerzo-deformación presentan un incremento en la deformación correspondiente al esfuerzo máximo y una pendiente menos pronunciada de la parte descendente de dichas curvas, en relación con las obtenidas en los especímenes de control sin fibras. Esto es indicativo de que se alcanza una tenacidad sustancialmente mayor. La tenacidad es una medida de la capacidad de absorber energía durante la deformación y se estima a partir del área abajo de la curva esfuerzo-deformación. La mejora en la tenacidad a compresión propiciada por las fibras es útil para evitar fallas explosivas bajo carga estática y absorber energía bajo carga dinámica.

12.5.4.2 Resistencia a tensión

La resistencia del concreto reforzado con fibras de acero a tensión directa es del mismo orden que la del concreto sin refuerzo; su tenacidad puede ser uno o dos órdenes de magnitud más grande, debido a la fricción desarrollada durante la extracción de la fibra a ambos lados de la grieta.

12.5.4.3 Resistencia a flexión

La resistencia a flexión última generalmente se incrementa en relación con el volumen de fibras y la relación de aspecto. Fibras con baja relación de aspecto (menores que 50) y concentraciones menores que 0.5% del volumen, tienen un efecto despreciable en las propiedades de resistencia estática. Las características de la gráfica carga-deflexión posterior al agrietamiento depende en gran parte del tipo de fibra seleccionado y del porcentaje volumétrico de fibra usado.

12.5.4.4 Tenacidad en flexión

Bajo carga estática la tenacidad en flexión se define como el área bajo la curva carga-deflexión en flexión y representa la energía total absorbida antes de que las fibras se separen totalmente del espécimen. Los índices de tenacidad en flexión se calculan como la relación entre el área bajo la curva carga-deflexión del concreto con fibra hasta una deflexión final específica y el área hasta la aparición de la primera grieta o el área de la curva carga-deflexión de la matriz sin fibras.

Los índices de tenacidad dependen principalmente del tipo, concentración y relación de aspecto de las fibras y son independientes de que la matriz sea mortero o concreto.

En general fibras onduladas, con deformaciones superficiales y fibras con anclajes en los extremos producen índices de tenacidad más grandes que los alcanzados con fibras rectas y lisas para las mismas concentraciones volumétricas o permiten alcanzar índices similares con concentraciones menores de fibras.

12.5.4.5 Desempeño bajo cargas dinámicas

La resistencia dinámica de concreto reforzado con varios tipos de fibras y sujeto a cargas explosivas, caída de objetos pesados y cargas dinámicas a flexión, tensión y compresión es de 3 a 10 veces mayor que la del concreto simple. La mayor energía requerida para extraer las fibras de la matriz proporciona la resistencia al impacto y la resistencia al despostillamiento y fragmentación bajo cargas dinámicas. Para concretos con fibras el número de impactos requeridos para alcanzar la falla usualmente es de varios cientos comparados con 30 a 50 requeridos para el concreto simple.

12.5.5 Contracción por secado y flujo plástico

Las fibras de acero tienen poco efecto en la contracción por secado libre del concreto reforzado con fibras de acero. Sin embargo, cuando la contracción por secado está restringida, las fibras de acero reducen sustancialmente la cantidad y el ancho promedio de las grietas.

La adición de fibras de acero no reduce en forma significativa las deformaciones originadas por el flujo plástico en el material compuesto.

12.5.6 Resistencia a congelación-deshielo

Las fibras de acero no afecta significativamente la resistencia del concreto a congelación-deshielo, aunque puede reducir la severidad del agrietamiento visible y el despostillamiento, como resultado de la congelación en concretos con un sistema inadecuado de vacíos. La inclusión de aire sigue siendo el criterio más efectivo para asegurar resistencia a congelación-deshielo satisfactoria, como en el concreto simple.

12.5.7 Resistencia a abrasión/cavitación/erosión

El concreto reforzado con fibras de acero tiene alta resistencia a las fuerzas de cavitación originadas por flujo de agua a alta velocidad y el daño causado por el impacto de grandes rocas arrastradas por dicho flujo de agua.

La adición de fibras de acero no mejora la resistencia a abrasión/erosión de concretos originada por partículas pequeñas a baja velocidad, debido a que los ajustes requeridos en las proporciones de las mezclas para dar cabida a las fibras reducen el contenido del agregado grueso y aumenta el contenido de pasta.

12.6 Concreto lanzado

El concreto lanzado se define como aquel que se coloca por medios neumáticos a alta velocidad, en capas relativamente delgadas, sobre la superficie a ser recubierta; puede ser de concreto simple o reforzado, con fibra o mallas de barras de refuerzo, según las necesidades del proyecto.

12.6.1 Procesos de lanzado

El concreto lanzado se clasifica de acuerdo con el proceso usado: mezcla húmeda o mezcla seca y con el agregado empleado, grueso o fino. En la tabla 12.6.1 se presenta las granulometrías requeridas para el agregado fino (No. 1) y para el agregado grueso (No. 2).

12.6.1.1 Proceso de mezcla seca

El proceso de mezcla seca consiste de los cinco pasos siguientes:

1. Se mezclan completamente todos los ingredientes, excepto el agua;

2. Se coloca la mezcla cementante-agregado dentro de un alimentador mecánico especial o cañón llamado equipo de impulsión;

3. Se introduce la mezcla en la manguera de impulsión mediante un dispositivo de control: rueda alimentadora, rotor, o recipiente alimentador. Algunos equipos usan solamente aire a presión para impulsar el material dentro las mangueras;

4. El material es impulsado con aire a presión a través de la manguera hasta la boquilla. La boquilla está provista internamente de un anillo a través del cual se introduce el agua a presión, la cual se mezcla completamente con los otros ingredientes; y

5. El material es lanzado a alta velocidad a través de la boquilla hasta la superficie a ser recubierta.

12.6.1.2 Proceso de mezcla húmeda

El proceso de mezcla húmeda consiste de cinco pasos:

1. Todos los ingredientes incluyendo el agua de mezclado, se mezclan completamente;

2. Se introduce el mortero o el concreto dentro la cámara del equipo de impulsión;

3. La mezcla se regula dentro de la manguera de impulsión y se mueve mediante desplazamientos positivos o se conduce mediante aire comprimido hasta la boquilla;

4. Se inyecta aire comprimido en la boquilla para incrementar la velocidad y mejorar el procedimiento de lanzado; y

5. El mortero o concreto se lanza a alta velocidad a través de la boquilla sobre la superficie a ser recubierta.

Tabla 12.6.1 Límites de granulometría para agregados combinados

Tamaño de tamiz, malla cuadrada estándar	Porcentaje en peso que pasa en los tamices individuales	
	Granulometría No. 1	Granulometría No. 2
19 mm (3/4 pulg.)	---	---
12 mm (1/2 pulg.)	---	100
10 mm (3/8 pulg.)	100	90 a 100
4.75 mm (No. 4)	95 a 100	70 a 85
2.4 mm (No. 8)	80 a 98	50 a 70
1.2 mm (No. 16)	50 a 85	35 a 55
600 µm (No. 30)	25 a 60	20 a 35
300 µm (No. 50)	10 a 30	8 a 20
150 µm (No. 100)	2 a 10	2 a 10

12.6.2 Comparación de los procesos

Cualquiera de los procesos puede producir concreto lanzado adecuado para los requisitos de las construcciones normales. Sin embargo, diferencias en la inversión y costo de mantenimiento del equipo, características de operación del equipo, material disponible adecuado y características de colocación, puede hacer que un método u otro sea más atractivo para una aplicación particular. La tabla 12.6.2 establece diferencias en las características de operación y otras propiedades que merecen tomarse en cuanta.

12.6.2.1 Concreto lanzado con agregado grueso

Hay cinco razones para incluir agregado grueso en el concreto lanzado:

1. La reducción del área superficial del agregado grueso versus la del agregado fino permite reducir el consumo de agua;

2. El agregado grueso reduce la contracción por secado al reducir el contenido de agregado fino;

3. La incorporación de agregado grueso mejora la bombeabilidad de la mezcla húmeda;

4. El impacto del agregado grueso en el concreto lanzado en estado plástico mejora la densidad del concreto colocado;

5. Se puede mejorar la economía de la mezcla.

Sin embargo, para ambos procesos, mezcla seca y mezcla húmeda, el concreto lanzado con más de 30 porciento de agregado grueso incrementa el rebote, es más difícil de darle el acabado y no puede emplearse para capas delgadas. El concreto lanzado con agregado grueso requiere el empleo de mangueras de mayor diámetro y produce cráteres en la superficie del concreto cuando se lanza a alta velocidad.

Tabla 12.6.2 Comparación de los procesos de mezcla seca y mezcla húmeda

Proceso de mezcla seca	Proceso de mezcla húmeda
1. Control instantáneo del agua de mezclado y de la consistencia de la mezcla en la boquilla para adaptarse a las condiciones variables del sitio 2. Mejor adecuación para la colocación de mezclas que contienen agregado ligero o material refractario 3. Posibilidad de ser transportado a distancias más largas 4. Las mangueras para conducirlo se pueden mover con mayor facilidad 5. Menor volumen para un tamaño de manguera dado.	1. El agua de mezclado se controla en el equipo de mezclado y puede ser medida con precisión 2. Mayor confianza de que el agua de mezclado se mezcla completamente con los otros ingredientes 3. Menor cantidad de polvo y menor pérdida de material cementante durante la operación de lanzado 4. Normalmente tiene menor rebote, dando como resultado menor desperdicio 5. Mayor volumen para un tamaño de manguera dado.

12.6.3 Propiedades

Los tipos de mezclas de concreto que se aplican por medio de lanzado, incluyen al concreto simple, con micro sílice, reforzado con fibra, de alta resistencia y de alto desempeño. Los diferentes tipos tienen propiedades diferentes ya endurecidos.

La composición de la mezcla debe ser tal que el concreto lanzado endurecido ya en el sitio desarrolle propiedades mecánicas y físicas aceptables. La composición de la mezcla afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido de la misma manera como lo hace en el concreto convencional. Los efectos asociados con el proceso de lanzado, como la compactación, el rebote y la orientación de las fibras, afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido.

La relación agua-material cementante (a/mc) es clave para las mezclas húmedas de concreto lanzado, como lo es la relación cemento-agregado para las mezclas secas de concreto lanzado. La reducción de la relación a/mc mejora la mayor parte de las propiedades del concreto lanzado, incluyendo resistencia, permeabilidad y durabilidad. La presencia de acelerantes, micro sílice u otras puzolanas modifica las propiedades físicas, especialmente la permeabilidad y durabilidad. El empleo de un aditivo inclusor de aire mejora la resistencia del concreto lanzado a la congelación y deshielo, mientras que el empleo de fibras mejora la tenacidad. La aplicación de un curado adecuado al concreto lanzado es importante, ya que siempre mejorará su desempeño mecánico y físico.

El concreto lanzado de alto desempeño, el cual incluye propiedades de alta resistencia, baja permeabilidad, alta durabilidad y resistencia al calor o química se alcanza con aditivos o materiales especiales, como la micro sílice.

12.6.3.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de las mezclas secas de concreto lanzado depende en gran medida de la relación cemento-agregado. Se pueden alcanzar resistencias de 85 MPa (850 kg/cm^2) y son comunes resistencias de 40 y 50 MPa (400 y 500 kg/cm^2).

El empleo de bajas relaciones a/mc mediante la incorporación de aditivos reductores de agua de alto rango a las mezclas húmedas de concreto lanzado propicia concretos de alta resistencia. Las resistencias usuales en mezclas húmedas de concreto lanzado varían entre 30 y 50 MPa (300 y 500 kg/cm^2). En trabajos de rehabilitación, túneles y apoyos subterráneos, es más importante el desarrollo de resistencia a corta edad que la resistencia última. En estos casos, se emplean aditivos acelerantes para mejorar el desarrollo temprano de la resistencia. Esto puede conducir a la reducción de resistencia a largo plazo, inclusive a 28 días, y de la durabilidad, en comparación con la de concretos lanzados sin acelerantes de la misma composición. Estos efectos son proporcionales a la dosificación del acelerante o son afectados por la composición química de los mismos.

12.6.3.2 Propiedades a flexión

Tradicionalmente, se han empleado mallas de alambre soldado en el recubrimiento de túneles con concreto lanzado para proporcionar ductilidad al recubrimiento. Ahora, el refuerzo con mallas de alambre soldado está siendo sustituido progresivamente por fibras de acero o sintéticas. El refuerzo con fibras proporciona al concreto lanzado tenacidad y capacidad para soportar cargas después del agrietamiento. También ayuda al control del agrietamiento por contracción restringida y mejora la resistencia al impacto.

12.6.3.3 Resistencia a la adherencia

Debido a que al concreto lanzado es físicamente enviado a la superficie receptora, usualmente presenta buena adherencia con concreto, mampostería, roca, acero y muchos otros materiales. La resistencia a la adherencia se mide por cortante o por tensión directa. El concreto lanzado deberá desarrollar una resistencia a tensión mínima de 0.7 MPa (7 kg/cm^2). El concreto lanzado aplicado correctamente con suficiente compactación sobre un sustrato bien preparado desarrolla una resistencia a la adherencia superior a 1 MPa (10 kg/cm^2).

Los resultados de los ensayes de resistencia a la adherencia para los concretos lanzados vía mezclas seca o húmeda llevados a cabo sobre sustratos de concreto con diferentes preparaciones, indican que la composición de la mezcla de concreto lanzado tiene menos influencia en la adherencia que la preparación de la superficie. Los mejores resultados se obtienen con hidroescarificación, escarificado solamente con chorro de arena, o martelinado seguido de escarificado con chorro de arena. Los otros tipos de preparación de la superficie (desbastado, martelinado sin escarificado con chorro de arena) dan como resultado, ya sea una resistencia a la adherencia menor, o una reducción de la adherencia con el tiempo. También es importante la condición de humedad del sustrato en el momento de aplicar el concreto lanzado. Los mejores resultados se obtienen cuando el concreto lanzado se aplica sobre un sustrato saturado superficialmente seco. Una superficie del sustrato excesivamente seca o húmeda en el momento de aplicar el concreto lanzado reduce la resistencia a la adherencia. El escobillado entre capas de concreto lanzado rompe la capa de material exudado a la superficie y elimina el material lanzado suelto y en exceso, mejorando con esto la adherencia. Es importante que la superficie del sustrato se mantenga limpia entre aplicaciones.

12.6.3.4 Contracción por secado

La contracción por secado es un parámetro importante en relación con el agrietamiento potencial o la reducción de la adherencia con el tiempo, especialmente si el concreto lanzado se emplea en la reparación de estructuras de concreto. La contracción por secado del concreto lanzado varía con la dosificación de la mezcla, pero generalmente se encuentra entre 0.06 y 0.10 % a 3 meses. La contracción por secado del concreto lanzado es mayor que la de los concretos convencionales, debido principalmente a que el concreto lanzado tiene menos agregado grueso y mayor cantidad de material cementante y agua. El empleo de acelerantes tiende a incrementar la contracción por secado y el potencial de agrietamiento.

12.6.3.5 Absorción y volumen de vacíos permeables

El ensaye de absorción (ASTM C 642) se debe realizar en concreto lanzado endurecido para proporcionar una indicación completa de la calidad del concreto lanzado, especialmente en concreto lanzado vía mezcla seca, donde los resultados son influenciados en gran medida por la relación agua/material cementante. El valor de la absorción y el volumen de los vacíos permeables son útiles para identificar los concretos con una microestructura débil o dañada.

Valores aceptables de volumen de vacíos permeables varían entre 14 y 17 %. Valores típicos de absorción en agua hirviendo varían entre 6 y 9 %. Los resultados varían en función de las características absorbentes del agregado. El agregado ligero tiene una absorción alta. La absorción de un espécimen de concreto lanzado es proporcional a su relación a/mc. Una relación a/mc baja conduce a volúmenes de vacíos permeables relativamente bajos o a valores bajos de absorción, los cuales son indicativos de una buena calidad del concreto lanzado. Una mezcla demasiado seca, conducirá a un volumen de vacíos permeables relativamente alto o a altos valores de absorción debido a la rigidez del concreto lanzado en estado plástico. La velocidad de impacto es otro parámetro importante que influye en la porosidad del concreto lanzado endurecido. Una velocidad de impacto insuficiente no proporcionará una compactación adecuada, dando como resultado una permeabilidad y valores de absorción altos.

Los acelerantes de fraguado tienen un efecto detrimental en la porosidad del concreto lanzado, debido al efecto de fraguado instantáneo del aditivo, el cual disminuye el efecto de autocompactación del concreto lanzado; la influencia de diferentes acelerantes varía y debe ser verificada con ensayes en paneles antes de usarlos en obra.

Valores de vacíos permeables o de absorción altos indican baja calidad y durabilidad reducida del concreto lanzado colocado en el sitio.

12.6.3.6 Otras propiedades

La permeabilidad varía de acuerdo con la composición de la mezcla (a/mc y micro sílice). El concreto lanzado y el concreto convencional tienen coeficiente de permeabilidad similares para materiales constituyentes y relaciones agua/material cementante también similares. El coeficiente de expansión térmica del concreto lanzado es aproximadamente igual al del acero de refuerzo, siendo por tanto mínimos los esfuerzos internos desarrollados por cambio de temperatura. La densidad del concreto lanzado de alta calidad varía entre 2200 y 2400 kg/m^3, similar a la del concreto convencional. El módulo de elasticidad está entre 17 y 40 GPa (170 000 y 400 000 kg/cm^2), similar al del concreto convencional.

12.7 Concretos reciclados

12.7.1 Requisitos generales

En estas normas se entiende por concretos reciclados a los concretos fabricados con agregado grueso reciclado proveniente de la trituración de residuos de concreto. Para su uso como concreto estructural el contenido de agregado grueso reciclado se limita a 20%, en peso, del contenido total de agregado grueso. No se permite el empleo de agregado fino reciclado como sustituto parcial o total del

agregado fino, ni de agregado grueso procedente de estructuras con patologías que puedan afectar la calidad del concreto. El agregado grueso reciclado puede emplearse tanto para concreto simple como para concreto reforzado. La resistencia especificada, f_c', será inferior a 40 MPa (400 kg/cm^2); no se permite su empleo en estructuras de concreto presforzado, ni en estructuras con marcos dúctiles.

Se deberán establecer depósitos separados e identificados para agregados naturales y reciclados. Debido a que la calidad del concreto de origen afecta la calidad del agregado reciclado se requiere mantener en depósitos separados los agregados reciclados procedentes de concretos de calidades muy diferentes.

12.7.2 Requisitos para el agregado grueso reciclado

El tamaño mínimo para el agregado grueso reciclado es de 4.75 mm (malla #4). El contenido de partículas que pasan la malla #4 no debe ser superior a 5%. El contenido de terrones de arcilla en el agregado grueso reciclado no debe ser superior a 0.6% y en el agregado grueso natural a 0.15%.

En los concretos reciclados con contenido de agregado grueso reciclado inferior a 20%, la absorción de este agregado debe ser inferior a 7%; adicionalmente, la absorción del agregado grueso natural deberá tener una absorción inferior a 4.5%. Para la resistencia al desgaste de la grava se mantiene el requisito aplicado para los agregados naturales: coeficiente de los Ángeles no superior a 40%.

Se deberá controlar en el agregado reciclado el contenido de impurezas limitando los valores máximos a lo establecido en la tabla 12.7.1.

Tabla 12.7.1 Impurezas máximas en el agregado reciclado

Impurezas	Máximo contenido de impurezas, % del peso total de la muestra
Material cerámico	5
Partículas ligeras	1
Asfalto	1
Otros materiales (vidrio, plásticos, metales, madera, papel, etc.)	1

Se deberá determinar el contenido total de cloruros y aplicar el mismo límite recomendado en 4.8.1; además, los agregados reciclados no presentarán reactividad potencial con los álcalis del cemento.

12.7.3 Durabilidad

La durabilidad del concreto reciclado con un porcentaje de agregado reciclado no superior a 20% es similar a la que presenta un concreto convencional, por lo que son aplicables las recomendaciones establecidas en el capítulo 4.

12.7.4 Diseño estructural

Las prescripciones establecidas en estas Normas Técnicas Complementarias son aplicables al diseño estructural de concreto reciclado, si el contenido máximo de agregado grueso reciclado se limita a 20%. El agregado grueso reciclado debe cumplir con las prescripciones adicionales establecidas en este apartado.

13. CONCRETO SIMPLE

13.1 Limitaciones

El uso de concreto simple con fines estructurales se limitará a:

a) Miembros que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo;

b) Miembros para los cuales la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga; o

c) Muros y pedestales. No se permite el uso del concreto simple en columnas con fines estructurales.

13.2 Juntas

Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento limitará el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por el flujo plástico, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se le dará atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y proporcionamiento de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento; y técnicas de construcción.

13.3 Método de diseño

Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con estas Normas, usando factores de carga y de resistencia.

La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial se basarán en una relación esfuerzo–deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirá 50 mm al espesor total h.

13.4 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico, no excederán a los valores siguientes, donde F_R vale 0.65 en todos los casos:

a) Compresión por flexión

$$F_R f_c' \tag{13.4.1}$$

b) Tensión por flexión

1) concreto clase 1

$$0.47 F_R \sqrt{f_c'} \text{ ; si se usan MPa} \tag{13.4.2}$$

$$\left(1.5 F_R \sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm2} \right)$$

2) concreto clase 2

$$0.34 F_R \sqrt{f_c'} \text{ ; si se usan MPa} \tag{13.4.3}$$

$$\left(1.1 F_R \sqrt{f_c'} \text{ ; en kg/cm2} \right)$$

c) Compresión axial

$$0.56 F_R f_c' \left(1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right) \tag{13.4.4}$$

d) Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.05 F_R \sqrt{f_c'} \text{ ; si se usan MPa} \tag{13.4.5}$$

$$\left(0.18 F_R \sqrt{f_c'} \ ; \ \text{en kg/cm}^2 \right)$$

e) Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5+\gamma)0.28F_R\sqrt{f_c'} \leq 0.28F_R\sqrt{f_c'}; \qquad \text{si se usan MPa} \qquad (13.4.6)$$

$$\left((0.5+\gamma)0.9F_R\sqrt{f_c'} \leq 0.9F_R\sqrt{f_c'}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

14. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

14.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, $\overline{f_f}$, prescrito en el inciso 2.1.3.

14.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

14.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

14.2.1.1 Deflexiones inmediatas

Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con el inciso 2.1.4 y con el momento de inercia efectivo, I_e calculado con la ecuación 14.2.1, pero no mayor que I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}}\right)^3\right] I_{ag} \qquad (14.2.1)$$

donde:

$$M_{ag} = \frac{\overline{f_f}\ I_g}{h_2} \qquad (14.2.2)$$

$M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión; y
h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión.

En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \qquad (14.2.3)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ecuación 14.2.3 el denominador será igual a 3.

14.2.1.2 Deflexiones diferidas

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el inciso 14.2.1.1 para la carga muerta y la porción de la carga viva que actúa en forma permanente y, en su caso, el efecto del presfuerzo, por el factor:

$$\frac{2}{1 + 50\,p'} \qquad (14.2.4)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A_s'/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la ecuación 14.2.4 será igual a 4.

14.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 300 MPa (3 000 kg/cm^2) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \qquad (14.3.1)$$

no exceda los valores que se indican en la tabla 14.3.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura.

En la ecuación 14.3.1:

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio;

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella;

A área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro);

h_1 distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión; y

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada en tensión.

Tabla 14.3.1 Límites para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (tabla 4.1)	Valores máximos de la ecuación 14.3.1, en N/mm (kg/cm)
A1	40 000 (40 000)
A2 B1 B2	30 000 (30 000)
C D	20 000 (20 000)

14.4 Vibración

14.4.1 Criterio general

Los sistemas de piso susceptibles a vibración se diseñarán para que las vibraciones no tengan efectos indeseables en los usuarios de los edificios.

Cuando la frecuencia de vibración fundamental de un sistema estructural, utilizado para actividades rítmicas (como danza, conciertos, ejercicios a saltos o gimnásticos) sea menor que 6 Hz, se investigarán los posibles efectos de resonancia por medio de un análisis dinámico.

Edificios susceptibles de vibración lateral bajo cargas de viento serán diseñados para que las vibraciones no tengan efectos adversos significativos en los usuarios del edificio.

14.4.2 Percepción humana

La sensibilidad humana a la vibración estructural es principalmente función de la aceleración. Usualmente se cuantifica en términos de la amplitud y de la frecuencia empleando un factor de sensibilidad, K, definido como

$$K = d\frac{f^2}{\sqrt[2]{1+\left(\frac{f}{f_o}\right)^2}} \qquad (14.4.1)$$

donde:

d es la amplitud de la vibración, mm

f es la frecuencia en Hz

f_o = 10 Hz

En la tabla 14.4.1 se relacionan valores de K y la intensidad perceptible de vibración. El intervalo de sensibilidad se ha dividido en nueve clases, de A a I. Estas clases se correlacionan con los efectos psicológicos de la vibración sobre los humanos. Movimientos en las clases A, B, C y D generalmente se consideran como aceptables; vibraciones en las clases E y F pueden ser no placenteras pero se consideran soportables; vibraciones en las clases G, H e I no son soportables y deben evitarse.

Tabla 14.4.1 Percepción humana de vibraciones estructurales

K	Clase	Percepción humana
K<0.10	A	Imperceptible
0.10 ≤ K < 0.25	B	Ligeramente perceptible
0.25 ≤ K < 0.63	C	Perceptible
0.63 ≤ K < 1.60	D	Fácilmente perceptible
1.60 ≤ K < 4.00	E	Fuertemente perceptible
4.00 ≤ K < 10.00	F	Muy fuertemente perceptible
10.00 ≤ K < 25.00	G	
25.00 ≤ K < 63.00	H	
63.00 ≤ K	I	

14.5 Resistencia al fuego

Las estructuras de concreto deben tener una resistencia al fuego mínima de 4 hr. Para lograr la citada resistencia se permite utilizar cualquier sistema de protección contra el fuego de calidad comprobada.

El diseño se basará en el Capítulo ACI 216R01 “Guide for Determining the Fire Endurance of Elements of Concrete”

15 CONSTRUCCIÓN

15.1 Cimbra

15.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

15.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Sexto del Reglamento.

Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

15.2 Acero

15.2.1 Disposiciones generales

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayes mecánicos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto, a excepción del uso de recubrimientos epóxicos y lodos bentoníticos.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 803 K [530 °C]) si no está tratado en frío, ni a más de 673 K (400 °C) en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

15.2.2 Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva Norma Mexicana.

Para cada tipo de barras se procederá como sigue:

De cada lote de 100 kN (10 toneladas) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayes. Éstos se realizarán de acuerdo con la norma NMX-B-172. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

En sustitución del control de obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en el inciso 8.1.1.2.

15.2.3 Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas

15.2.3.1 Requisitos

Las uniones de barras unidas con soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en 6.6, 6.6.1.4, y 6.6.1.5. Adicionalmente, para que las barras de refuerzo sean soldables, el carbón equivalente, calculado a partir del análisis químico del acero con la expresión 15.2.1, no debe exceder de 0.55 por ciento.

$$C.E. = \%\,C + \frac{\%M_n}{6} + \frac{\%C_u}{40} + \frac{\%N_i}{20} + \frac{\%C_r}{10} - \frac{\%M_o}{50} - \frac{\%V}{10} \qquad (15.2.1)$$

Además se debe cumplir con los porcentajes máximos de los elementos indicados a continuación.

Elemento	**% máximo**
Carbón	0.33
Manganeso	1.56
Fósforo	0.043
Azufre	0.053
Silicón	0.55

Las uniones soldadas se deben realizar de acuerdo con las especificaciones y métodos expuestos en Structural Welding Code Reinforcing Steel AWS D1.4 y D12.1.

15.2.3.2 Control de calidad

El objeto del control de calidad es verificar que las soldaduras satisfacen las especificaciones de la obra.

Se deben establecer las condiciones necesarias para asegurar una supervisión simultánea al avance del trabajo sin esperar que las soldaduras estén terminadas para revisarlas.

Durante la inspección, se debe verificar que:

- El acero de refuerzo que se va a soldar es el indicado en los planos y especificaciones de proyecto, y si sus características de soldabilidad son las requeridas.
- Todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén calificados.
- El equipo que se debe utilizar es el adecuado y está en condiciones correctas de operación.
- Las caras y los bordes de las partes en que se va a colocar soldadura no tengan defectos inaceptables.
- En la preparación de las juntas, el ángulo de inclinación de los biseles, la abertura de la raíz, etc., sean correctos.
- La limpieza de las zonas en que se debe depositar la soldadura, el alineamiento de las barras que se van a empalmar y los dispositivos empleados para mantenerlas en posición, sean los especificados.
- El diámetro y el tipo de electrodo, la posición en que debe depositarse la soldadura, las características de las corriente (amperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones, sean los especificados.

a) Inspección visual

Terminadas las juntas de una zona y antes de que se coloque el concreto, debe hacerse una inspección visual.

No es necesario que el inspector revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas, pero la inspección debe realizarse en al menos el 50 por ciento de ellas. El objeto de la inspección visual es observar los siguientes aspectos:

- Dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras.
- Apariencia de las soldaduras.
- Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc. Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede en algunas ocasiones presentar una buena apariencia exterior, ésta es, en la mayor parte de los casos, un indicio de que la soldadura se ha hecho correctamente.
- El inspector debe identificar con marcas fácilmente visibles, todas las partes o juntas que requieren correcciones o sustitución, y volver a marcarlas cuando las haya aceptado.

b) Inspección radiográfica y pruebas destructivas

La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión, no sustituyen la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso.

La inspección radiográfica es conveniente para determinar la calidad final de algunos empalmes, escogidos de manera que sean representativos del resto, lo que permite comprobar si por medio de la inspección visual se han obtenido los resultados deseados.

La radiografía y las pruebas destructivas no deben emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de la inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

Inspección radiográfica.

En las especificaciones de construcción se debe de indicar el número o porcentaje de juntas que se deben radiografiar.

En estructuras especiales o en zonas críticas de estructuras ordinarias, debe especificarse que se radiografíe un porcentaje elevado, o aún la totalidad de las uniones soldadas a tope; en general, se deben tomar radiografías de al menos 10 por ciento de las juntas.

Pruebas destructivas.

La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión, deben llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción y no debe autorizarse algún colado sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona en donde el concreto se va a colocar.

Se consideran inaceptables las uniones en las que la fractura se presenta en la soldadura o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente a 1.25 del esfuerzo de fluencia de la barra, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero la ductilidad del espécimen, medida en porcentaje de la longitud inicial de 200 mm, disminuye a menos de los dos tercios de la especificada para la barra, o a menos del cuatro por ciento.

Los especímenes deben ser representativos de la totalidad de las juntas efectuadas en la obra, y se escogen de las uniones que, de acuerdo con la inspección visual, tiene más probabilidades de resultar defectuosas. En estas condiciones suele ser suficiente un número de pruebas destructivas mínimo de cinco por ciento del total de las uniones.

15.2.4 Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

15.2.4.1 Requisitos

Las uniones de barras de refuerzo con dispositivos mecánicos deben cumplir con los requisitos establecidos en 6.6, 6.6.1.4 y 6.6.1.6.

15.2.4.2 Control de calidad

El control de calidad de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará mediante inspección visual para verificar que las uniones se realizaron de acuerdo con las instrucciones del fabricante de los dispositivos de unión y mediante pruebas destructivas a tensión de una muestra obtenida de las uniones efectuadas en obra. El número de elementos que forma la muestra será de al menos 5 por ciento del total de las uniones.

Se considera que las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1 tienen un desempeño satisfactorio si la falla se presenta por fractura de la barra fuera de la zona de unión (no por deslizamiento de la barra dentro del dispositivo mecánico) a una carga mayor que la correspondiente a un esfuerzo de 1.25 f_y y el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud inicial de medición de 200 mm, es al menos igual a 50 por ciento del correspondiente al de las barras de refuerzo.

Para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 2, el desempeño se considera satisfactorio si la carga de falla es igual o mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo especificado para las barras que se unen, además de cumplir con los otros requisitos que se especifican para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1.

15.2.5 Extensiones futuras

Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro, deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

15.3 Concreto

15.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y que cumplen con los requisitos establecidos en la sección 2.1 y los que a continuación se indican. En cualquier caso podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE, con las modificaciones y adiciones de la tabla 15.3.1.

Tabla 15.3.1 Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Coeficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084-ONNCCE)	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de esta sección, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en la sección 15.3.4.3. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

15.3.2 Elaboración del concreto

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra; en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NMX-C-403-ONNCCE.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la norma NMX-C-155-ONNCCE. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revolvedora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

15.3.3 Requisitos y control del concreto fresco

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las frecuencias de la tabla 15.3.2 como mínimo.

Tabla 15.3.2 Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado.	Una vez por cada entrega, si es premezclado.
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162-ONNCCE)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m^3 de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m^3.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 120 mm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las tolerancias indicadas en la tabla 15.3.3.

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor de 22 kN/m^3 (2 200 kg/m^3) para el concreto clase 1, y no menor de 19 kN/m^3 (1 900 kg/m^3) para el concreto clase 2.

Tabla 15.3.3 Tolerancias para revenimientos

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
menor de 50	± 15
50 a 100	± 25
mayor de 100	± 35

15.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido

15.3.4.1 Resistencia media de diseño de la mezcla

La resistencia media a la compresión requerida, $\overline{f_c}$, usada como base para la dosificación del concreto debe ser igual al mayor valor determinado según la tabla 15.3.4, empleando el valor de desviación estándar, σ, determinado de acuerdo con la expresión:

$$s = \sqrt{\frac{S\left(x_i - \overline{x}\right)^2}{n - 1}} \qquad (15.3.1)$$

en la que

σ es la desviación estándar de la muestra:
x_i es el resultado individual de resistencia a compresión
$\overline{x}$ es el promedio de n resultados de ensaye de resistencia a compresión
n es el número de ensayes consecutivos de resistencia a compresión

El control de calidad en la producción de concreto debe ser el requerido para que la desviación estándar sea igual o menor que 3.5 MPa (35 kg/cm^2) para f_c' menor a 40 MPa (400 kg/cm^2) e igual a 0.1f_c' para concretos con f_c' mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm^2).

Tabla 15.3.4 Resistencia a la compresión media requerida

Clase de concreto	Resistencia a la compresión especificada, MPa (kg/cm^2)	Resistencia a la compresión promedio requerida, MPa (kg/cm^2)
1	f_c'<40 (f_c'<400)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$ $\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 3.5$ $\left(\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 35\right)$
	f_c'≥40 (f_c'≥400)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$ $\overline{f_c} = 0.9f_c' + 2.33\sigma$
2	f_c'≥20 (f_c'≥200)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma - 1.7$ $\left(\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma - 17\right)$ $\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$ $\left(\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 50\right)$

15.3.4.2 Resistencia a compresión

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160-ONNCCE y NMX-C-83-ONNCCE, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m^3; cuando el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m^3.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto clase 1 con resistencia a la compresión especificada menor a 40 MPa (400 kg/cm^2) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c', si ninguna muestra da una resistencia inferior a f_c'–3.5 MPa (f_c'–35 kg/cm^2), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c'.

Para el concreto clase 1 con resistencia a la compresión especificada mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm^2) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c', si ninguna muestra da una resistencia inferior a 0.9f_c', y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c'.

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c', si ninguna muestra da una resistencia inferior a f_c'–5 MPa (f_c'–50 kg/cm^2), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c'–1.7 MPa (f_c'–17 kg/cm^2).

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a f_c'–0.3σ (MPa o kg/cm^2) para concretos clase 1 de cualquier resistencia a la compresión especificada, ni a f_c'–2.8 MPa (f_c'–28 kg/cm^2), para clase 2, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio (ver sección 16.7.3).

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que 0.85f_c' y la resistencia de ningún corazón es menor que 0.75f_c'. El concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que 0.80f_c' y la resistencia de ningún corazón es menor que 0.70f_c'. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículo 185 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

15.3.4.3 Módulo de elasticidad

El concreto debe cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado en la tabla 15.3.5. Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas.

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE.

Tabla 15.3.5 Requisitos para el módulo de elasticidad

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm^2), mínimo.				
	Alta resistencia		Clase 1		Clase 2
	Caliza [1]	Basalto [1]	Caliza [1]	Basalto [1]	Andesita [1]
Una muestra cualquiera	$2\,700\sqrt{f'_c}+8\,500$ ($8\,500\sqrt{f'_c}+84\,800$)	$2\,700\sqrt{f'_c}+3\,300$ ($8\,500\sqrt{f'_c}+33\,200$)	$4\,000\sqrt{f'_c}$ ($12\,700\sqrt{f'_c}$)	$3\,100\sqrt{f'_c}$ ($9\,700\sqrt{f'_c}$)	$2\,200\sqrt{f'_c}$ ($7\,000\sqrt{f'_c}$)
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas	$2\,700\sqrt{f'_c}+10\,100$ ($8\,500\sqrt{f'_c}+101\,100$)	$2\,700\sqrt{f'_c}+4\,400$ ($8\,500\sqrt{f'_c}+44\,100$)	$4\,300\sqrt{f'_c}$ ($13\,500\sqrt{f'_c}$)	$3\,300\sqrt{f'_c}$ ($10\,500\sqrt{f'_c}$)	$2\,300\sqrt{f'_c}$ ($7\,400\sqrt{f'_c}$)

[1] Agregado grueso

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

15.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

15.3.6 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado debe limpiarse el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;

b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;

c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;

d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y

e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. El concreto autocompactante se compactará mediante su propio peso.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

15.3.7 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a 278 K (5 °C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

15.3.8 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda (ver 12.6).

15.3.9 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 278 K (5 °C); en este caso también se observará lo dispuesto en el inciso 15.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

15.3.10 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

15.3.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

Con las excepciones indicadas en el párrafo que sigue, se permitirá la inclusión de tuberías y ductos en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial para el concreto y sean aprobados por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable.

No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos de aluminio en elementos de concreto, a menos que se tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio–concreto y la reacción electrolítica entre aluminio y acero de refuerzo. No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de refuerzo en los extremos de muros.

Las tuberías y los ductos incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, las tuberías y los ductos incluidos en losas, muros y trabes de concreto deberán cumplir con lo siguiente:

a) El diámetro exterior no será mayor que 1/3 del espesor de la losa o del ancho del muro y de la trabe;

b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que 3 veces el diámetro de los ductos; y

c) No deberán afectar significativamente la resistencia estructural de los elementos de concreto.

Las tuberías y los ductos deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

Las tuberías no deberán contener líquidos, gas, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

El recubrimiento mínimo para tuberías y ductos no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

Las tuberías y ductos deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

15.4 Requisitos para concreto presforzado

15.4.1 Prácticas de Construcción

Los equipos de tensado deberán de calibrase por lo menos una vez al año o cada 100 usos.

Los moldes y cimbras deberán de quedar limpios después de cada uso y se deberá de revisar y asegurar su alineamiento.

Todos los dispositivos y anclajes de presfuerzo deben de inspeccionarse y estar limpios antes de usarse y se deben de remover con métodos y herramientas adecuados.

Las contraflechas después de la transferencia del presfuerzo deben de medirse y compararse con las calculadas.

En el caso de piezas postensadas se deberá de medir y comparar la longitud inicial con la final (acortamiento). El anclaje se debe de sellar y proteger de manera adecuada.

Es obligatorio llevar registros exactos de cada pieza que incluyen: inspección de camas, moldes y cimbras, registros de tensado, registros de calidad iniciales y finales de los materiales, evaluación del producto final, dimensiones finales y comparativa con tolerancias.

15.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos incisos siguientes:

a) Resultados de ensayes sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o

b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cementante, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de 275 K (2 °C), y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm^2). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con la norma NMX-C-061-ONNCCE.

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 303 K (30 °C).

15.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

15.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza–alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de dos por ciento del presfuerzo total.

15.5 Requisitos para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones. Se manejará un factor de seguridad de 1.3 para el diseño de estas estructuras temporales.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

15.6 Tolerancias

15.6.1 Tolerancias en elementos colados en sitio

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título Séptimo del Reglamento.

a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de 10 mm + 0.05x, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de 3 mm + 0.03x.

b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de 5 mm + 0.05t, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de 3 mm + 0.03t.

c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

d) La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.

e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.

g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.

j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de 10 mm + 0.01L de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.

k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d, en más de 3 mm + 0.03d ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.

l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de 10 mm + 0.05x, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de 3 mm + 0.03x.

m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

15.6.2 Tolerancias en elementos prefabricados

El proyecto estructural de las estructuras prefabricadas deberán de contener los tres grupos de tolerancias: tolerancias de producto, tolerancias de erección y tolerancias de interfaces.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

16. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

16.1 Definiciones

Evaluación. Conclusiones sobre la condición, comportamiento, integridad y conveniencia de rehabilitar, reparar o reforzar una estructura o partes de ella basadas en investigaciones, inspecciones y aplicaciones de conocimientos de ingeniería estructural.

Reforzamiento. Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura o de una parte de una estructura.

Rehabilitación. Proceso de reparación o modificación de una estructura para que alcance los estados límite de resistencia y servicio establecidos.

Reparación. Reemplazar o corregir materiales, componentes o elementos de una estructura que se encuentren dañados o deteriorados.

16.2 Alcance

Estas disposiciones son complementarias al Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

16.3 Evaluación

16.3.1 Necesidad de evaluación

Se deberá revisar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambiar su uso o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el título Sexto del Reglamento.

16.3.2 Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.

b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.

c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.

16.3.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se procurará:

a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.

b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.

c) Estudiar el Reglamento y normas de construcción en vigor en la fecha de diseño y construcción de la estructura.

d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.

e) Definir el alcance y magnitud de los daños.

f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.

g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual del concreto.

16.3.4 Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del sub suelo mediante un estudio geotécnico.

16.3.5 Clasificación del daño en los elemento de la edificación

16.3.5.1 Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud del daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento y dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones mecánicas que actúen en él.

16.3.5.2 Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistencia y deformación). La reparación será de tipo superficial.

b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de los elementos sin afectar el modo de comportamiento.

c) Moderado, cuando afectan medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.

d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

e) La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

f) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

Si el daño observado es clasificado como de moderado, severo o muy grave, se deberá notificar a la autoridad para que especifique si es necesaria la evacuación del edificio. Todo a juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural.

16.3.6 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

16.3.6.1 Impacto del daño

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

16.3.6.2 Edificación sin daño estructural

Si la edificación no presenta daño estructural alguno se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

16.3.6.3 Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o de la cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

16.3.6.4 Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elásticos convencionales, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, se deberá considerar la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas debe incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

16.3.6.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

16.4 Determinación de la necesidad de rehabilitar

16.4.1 Daño ligero

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presenta daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

16.4.2 Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no solo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura. En este caso la edificación deberá ser desalojada.

16.5 Rehabilitación

16.5.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

16.5.1.1 Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para la construcción o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

16.5.1.2 Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

16.5.1.3 Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarías para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

16.5.1.4 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos.

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera que se logre un comportamiento monolítico y se asegure la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión.

16.5.2 Generalidades

Cuando de la evaluación definitiva de una estructura se concluya que no es suficiente el reforzamiento de sus elementos para cumplir con la capacidad sismo-resistente exigida por este Reglamento, la forma de corregir la estructura se podrá llevar a cabo mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen la resistencia y rigidez.

Al incluir nuevos elementos es importante garantizar la compatibilidad de la estructura original y la de los nuevos elementos.

Se deberá garantizar la continuidad de las conexiones entre nuevos elementos y la estructura original. Así como verificar la adecuada transmisión de las cargas de los nuevos elementos a la cimentación.

16.5.2.1 Muros de rigidez

Se pueden usar estos elementos de concreto reforzado para reducir de una forma efectiva las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo–resistente. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm^2.

Se podrán colocar los muros en la periferia del edificio sin interferir con el funcionamiento del mismo. La conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión.

Cuando la colocación de los muros sea en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectuará a través de perforaciones en ellas que permitan el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio, así mismo estas perforaciones servirán para la colocación del concreto.

16.5.2.2 Muros de relleno

Son muros de concreto reforzado ubicados en los ejes de las columnas de una estructura. El comportamiento de los muros de relleno puede ser semejante al de los muros de rigidez, cuyo refuerzo en los extremos lo constituyen las columnas de la estructura original, siempre y cuando la unión entre muros y las vigas y columnas garanticen la continuidad. En caso contrario, el muro se comporta como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que puede hacer necesario el refuerzo de estos elementos.

En los casos en que los muros de relleno deban permitir el paso por la crujía, se podrán colocar en ambos lados de la columna en su eje. En este caso se deberá revisar el efecto sobre las trabes que reducirán su claro significativamente.

El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm^2.

16.5.2.3 Marcos y contraventeos

Cuando se rehabilite con marcos o contravientos, éstos se deberán conectar a la estructura original lo cual se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión.

Si la resistencia de la estructura es suficiente, sobre todo por cortante, se puede recurrir a la inclusión únicamente del contraventeo para rigidizar la estructura.

16.6 Reparación

16.6.1 Alcance

Para recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Se deberán considerar todos los factores que intervengan para lograr una reparación adecuada como magnitud del daño, tipo y calidad de materiales, calidad de la ejecución y ensayes de control de calidad.

Se debe considerar en el análisis y en la evaluación de la edificación, que el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar y satisfaga el modo de comportamiento requerido desde la parte estructural y servicio marcados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

16.6.2 Reemplazo de concreto

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir el concreto dañado por concreto nuevo, previo apuntalamiento de los elementos a reparar.

Se deberá promover la buena adherencia entre los concretos existentes y los nuevos, utilizando aditivos especiales para unir concreto fresco a concreto endurecido, o conectores, así como aditivos o cementantes para evitar los pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por secado. Se usarán concretos del mismo tipo y con una resistencia de 50 kg/cm^2 superior a la del concreto original.

16.6.3 Reparación de grietas mediante inyección de resina epóxica

Se permitirá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros. La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinará en función del ancho de la fisura por obturar. Se deberá impedir que se realicen perforaciones sobre las fisuras para evitar que se tapen impidiendo la penetración de la resina.

Se permitirá inyectar una fisura con resina epóxica hasta con un ancho de 10 mm. Cuando el ancho sea superior se deberán utilizar fluidos a base cementos hidráulicos de contracción compensada.

En todos los casos se debe tener el concreto libre de acabados en por lo menos 300mm adyacentes a la fisura.

16.6.4 Reparación de daños por corrosión

Se deberá retirar el concreto, exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada.

Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto endurecido, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias que representen el doble del área perdida, ancladas adecuadamente.

El nuevo concreto que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la del concreto existente. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

16.7 Pruebas al concreto

La inspección y evaluación tiene la finalidad de determinar la calidad de una estructura o un elementos de concreto reforzado o presforzado, ya sea en su etapa de construcción, o en servicio, o por tener duda de su estabilidad.

La inspección se considera compleja y requiere frecuentemente de la práctica de ensayes para conocer la calidad del concreto.

La necesidad de los ensayes puede ser necesaria debido a:

1) Se estima que la resistencia del concreto es menor a la resistencia especificada en el diseño. lo que obliga a realzar un examen y comprobación estructural.

2) Cambio de uso de la estructura que ocasione solicitaciones superiores sobre los elementos estructurales y que obligue al conocimiento de la capacidad resistente actual a fin de determinar si es preciso o no un refuerzo.

3) Comportamiento inadecuado de una estructura en servicio presentando deficiencias, fisuras o deformaciones superiores a las del proyecto, obligando al conocimiento de las causas que producen dichas alteraciones.

4) Determinación de la capacidad residual de una estructura que ha sufrido una acción peligrosa accidental, tal como: incendio, sobrecarga, impacto etc.

Los ensayes podrán ser semidestructivos y no destructivos.

16.7.1 Pruebas con esclerómetro

El ensaye con esclerómetro es un método no destructivo, con el cual se puede estimar la resistencia del concreto a través de su dureza superficial. Estas pruebas tienen la limitación de que la predicción que se hace de la resistencia es a través de la dureza superficial de una capa superficial de concreto.

La realización de esta prueba se deberá llevar a cabo siguiendo lo especificado en la norma vigente: NMX-C-192-ONNCCE. “Determinación del número de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro”.

16.7.2 Prueba con ultrasonido

Las pruebas con ultrasonido se fundamentan en la propagación de una onda elástica a través del concreto. La finalidad de esta prueba es determinar el módulo de elasticidad dinámico del concreto, su compactación, existencia de fisuras, y su profundidad, a través del tiempo que tarda un grupo de ondas en atravesar un espesor determinado de concreto que forma parte de una estructura.

La realización de la prueba con ultrasonido debe atender a lo especificado en la norma vigente: NMX-C-275 ONNCCE “Determinación de la velocidad de pulso a través del concreto método de ultrasonido”.

16.7.3 Prueba de resistencia por medio de corazones de concreto

Los corazones son piezas de forma cilíndrica que se extraen del concreto mediante el corte con una broca hueca de diámetro específico.

Mediante la extracción y ensaye a compresión simple del corazón pueden determinarse la resistencia del concreto, módulo de elasticidad y el diagrama esfuerzo deformación. Para la aplicación de esta prueba se deben aplicar las especificaciones de la norma vigente NMX-C-169-1997 ONNCCE "Obtención y prueba de corazones y vigas extraídos de concreto endurecido", NMX-C-128-ONNCCE "Determinación del Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", NMX-C-083-ONNCCE "Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto" (ver sección 15.3.4.3).

Se deberán obtener como mínimo tres corazones por elemento a evaluar.

16.7.4 Análisis petrográfico

Este análisis se realiza mediante la inspección microscópica de la micro estructura de la pasta de cemento, la composición de los agregados y la unión agregado – pasta. El análisis se lleva a cabo en una lámina delgada de concreto de 20 micras de espesor. Este análisis se basa en la aplicación de la norma ASTM – C-856 "Practice of Petrografic Examination. Examination of Hardened Concrete", vigente.

16.7.5 Pruebas de carga

Esta prueba se realiza aplicando a los elementos de concreto la carga de diseño y analizando su comportamiento, midiendo su deformación máxima y capacidad de recuperación. El modo de llevar cabo esta prueba se describe en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Capitulo X11, Artículo 183.

Por lo complejo de la inspección de una estructura no se deberá basar la decisión que se tome de los resultados de la aplicación de una sola prueba, se deberá hacer un análisis comparativo de resultados obtenidos con otros métodos.

16.8 Reforzamiento

16.8.1 Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento. El reforzamiento de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables.

El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

16.8.2 Encamisado de elementos de concreto

Los elementos de concreto se pueden reforzar colocando barras ó perfiles de acero, mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero, concreto, o fibra de carbón o de vidrio adheridos con resinas especialmente diseñadas.

Cuando el reforzamiento de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de carbón o fibras de vidrio, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia del concreto y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y rayos ultravioleta.

Si solo se encamisa la columna en el entre piso se incrementa su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, quedando con un comportamiento más dúctil, pero no se altera su resistencia a flexión original. Para mejorar ésta resistencia es necesario extender el encamisado a través de la losa, pasando las barras a través de la losa.

16.8.3 Reforzamiento de muros de concreto

Con el aumento de espesor de un muro de concreto se incrementa su resistencia a fuerza cortante. Si se requiere además incrementar su capacidad para resistir la flexión, se debe aumentar particularmente la sección de sus extremos, concentrando en ellos la mayor parte del refuerzo adicional. El concreto nuevo deberá anclarse al viejo mediante conectores ahogados en éste con un mortero epóxico, o que atraviesen el muro si el refuerzo se requiere en ambas caras.

Para transmitir las fuerzas cortantes entre los muros y las losas, así como para lograr la continuidad necesaria para el trabajo a flexión, se puede recurrir a perforaciones en las losas que permitan el paso del refuerzo y faciliten el colado. El refuerzo deberá llegar a la cimentación.

APÉNDICE A. PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR FACTORES DE REDUCCIÓN Y LAS CANTIDADES MÁXIMAS DE ACERO A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

Alternativamente a las disposiciones del cuerpo de estas Normas, se permite el cálculo de la capacidad a flexión y a flexocompresión de elementos de concreto reforzado de acuerdo con este apéndice.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones utilizando las hipótesis de 3.5.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tensión alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.

Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, ε_t, es igual o menor que la deformación unitaria neta de tensión del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo con esfuerzo especificado de fluencia de 420 MPa (4 200 kg/cm^2) y para todo acero de presfuerzo, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002.

Las secciones son controladas por tensión si la deformación unitaria neta de tensión en el refuerzo de acero extremo en tensión, ε_t, es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con ε_t entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tensión.

Para elementos no presforzados en flexión y elementos no presforzados con carga axial factorizada de compresión menor a $0.10f'_cA_g$, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor que 0.004.

El factor de reducción de resistencia, F_R, debe ser el establecido como sigue:

a) Secciones controladas por tensión, 0.90

b) Secciones controladas por compresión:

b.1) Elementos con refuerzo helicoidal según 7.3.4.4, 0.75

b.2) Otros elementos reforzados, 0.65

c) Cortante y torsión , 0.75

d) Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos de puntales y tensores), 0.65

e) Zonas de anclaje de postensado, 0.85

f) Modelos de puntales y tensores (Apéndice B) y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos, 0.75

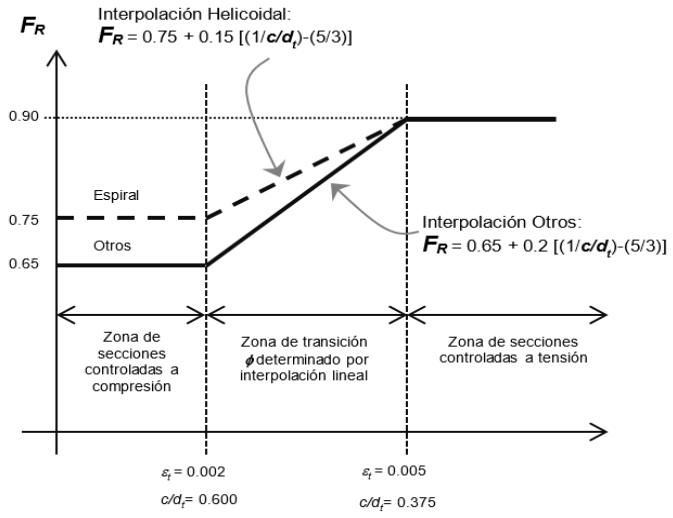
g) Las secciones a flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo establecida en 11.6.2:

g.1) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia, 0.75

g.2) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, debe permitirse que F_R sea incrementado linealmente de 0.75 hasta 0.9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida.

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tensión en el acero extremo en tensión en el estado de resistencia nominal, ε_t, se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tensión, se permite que F_R aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.90, en la medida que ε_t, aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.



Interpolación en $\mathbf{c/d_t}$:

Helicoidal: $\mathbf{F_R} = 0.75 + 0.15\ [(1/\mathbf{c/d_t})-(5/3)]$

Otros: $\mathbf{F_R} = 0.65 + 0.2\ [(1/\mathbf{c/d_t})-(5/3)]$

Donde **c** es la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro en el estado de resistencia nominal y $\mathbf{d_t}$ es la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la capa extrema de acero longitudinal en tensión.

Figura A.1 Variación de F_R con la deformación unitaria neta a tensión ε_t y c/d_t, para acero de refuerzo grado 420 y para acero de presfuerzo

APÉNDICE B. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES

B.1 Notación

s_i	Espaciamiento
a	claro de cortante, igual a la distancia entre una carga y un apoyo en una estructura, cm
A_{cs}	área efectiva de la sección transversal en un extremo del puntal en un modelo de puntales y tensores, tomada perpendicularmente al eje del puntal, cm^2
A_n	área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de una zona nodal, cm^2
A_{si}	área del refuerzo de superficie a una separación s_i en el i-ésimo lecho que cruza un puntal a un ángulo α_i con el eje del puntal, cm^2
A'_s	área del refuerzo de compresión en un puntal, cm^2
A_{tp}	área del refuerzo presforzado en un tirante, cm^2
A_{ts}	área del refuerzo no presforzado en un tirante incluyendo barras o perfiles de acero, cm^2
d	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión, cm
f_c'	resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2
f_{cu}	resistencia efectiva a la compresi6n del concreto en un puntal o una zona nodal, kg/cm^2
f_s	esfuerzo en el refuerzo a compresión, kg/cm^2
f_{se}	esfuerzo efectivo después de las pérdidas en el refuerzo presforzado, kg/cm^2
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo no presforzado, kg/cm^2
F_n	resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal, kg
F_{nn}	resistencia nominal de una cara de una zona nodal, kg
F_{ns}	resistencia nominal de un puntal, kg
F_{nt}	resistencia nominal de un tensor, kg
F_u	fuerza factorizada que actúa en un puntal, tensor, área de contacto, o zona nodal, en un modelo de puntales y tensores, kg
h	altura del elemento
l	claro libre, cm
l_{anc}	longitud de anclaje
l_b	ancho de la placa de apoyo
w_s	ancho efectivo del puntal perpendicular a su eje, cm

w_t ancho efectivo del tensor perpendicular a su eje, cm
F_R factor de reducción de la resistencia
α_i ángulo entre el eje de un puntal y las barras en el i-ésimo lecho de refuerzo que cruza ese puntal
f'_i incremento en el esfuerzo en los cables presforzados debido a las cargas factorizadas, kg/cm^2
α ángulo ente el eje del puntal y la barra de refuerzo
Θ ángulo entre el eje del puntal o campo de compresión y la cuerda de tensión del elemento

B.2 Introducción

Las estructuras de concreto pueden dividirse en regiones en las que es válida la hipótesis de una distribución lineal de deformaciones y en las que por lo tanto se puede aplicar la teoría de flexión de la sección 3.5, y regiones en las que ocurren perturbaciones en la distribución de esfuerzos debidas a cambios geométricos abruptos o a la presencia de cargas concentradas y reacciones. Las primeras se denominan Regiones B (de la palabra Beam, y las segundas, regiones D (de la palabra Discontinuity). En la figura B1-a se muestran ejemplos de discontinuidades por cambios abruptos de sección, y en la figura B1-b, de discontinuidades geométricas y de perturbaciones causadas por cargas concentradas. En las regiones B se pueden aplicar la teoría tradicional de flexión de concreto reforzado y el enfoque de diseño tradicional de resistencia a fuerza cortante ($V=V_c + V_s$).

En las regiones D, una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo, por lo que se debe de utilizar un enfoque de diseño distinto. Las regiones D se pueden modelar utilizando una "armadura" hipotética consistente de puntales de concreto con esfuerzos a compresión, y tensores de acero con esfuerzos a tensión, unidos en nodos. A estas "armaduras" se les refiere como modelos de puntales y tensores.

La falla de los modelos de puntales y tensores puede ocurrir por :

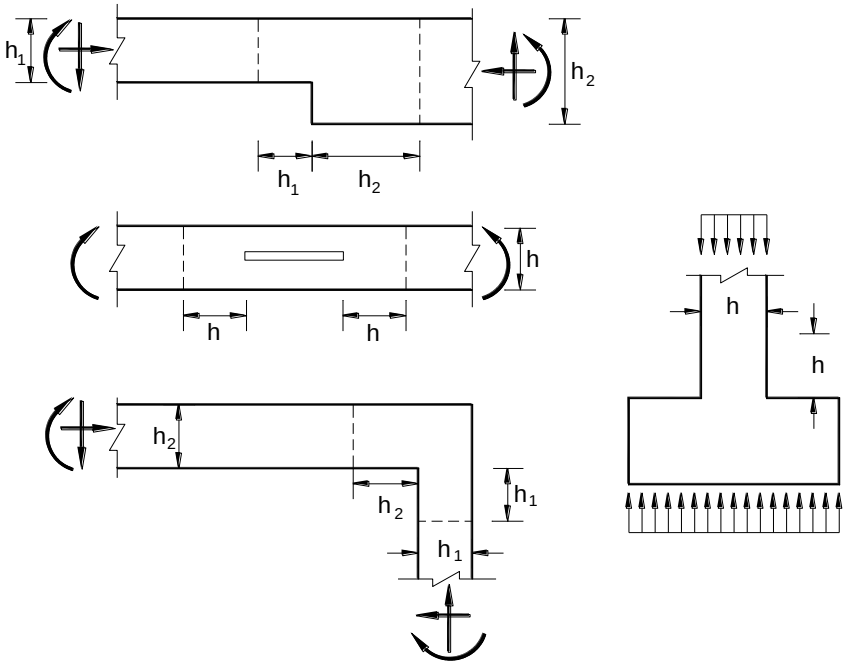
- fluencia de los tensores,
- aplastamiento de los puntales,
- falla de la conexión en las zonas de nodos que conectan los puntales y los tensores,
- falla de anclaje de los tensores.

Las zonas nodales y los puntales alcanzan sus resistencias cuando las fuerzas a compresión que actúan en los extremos de los puntales o en las caras de las zonas nodales alcanzan la resistencia efectiva a compresión f_{cu}. Los tensores la alcanzan cuando fluye el acero que los constituye. La falla por anclaje se presenta cuando los tensores no tienen suficiente longitud de anclaje.

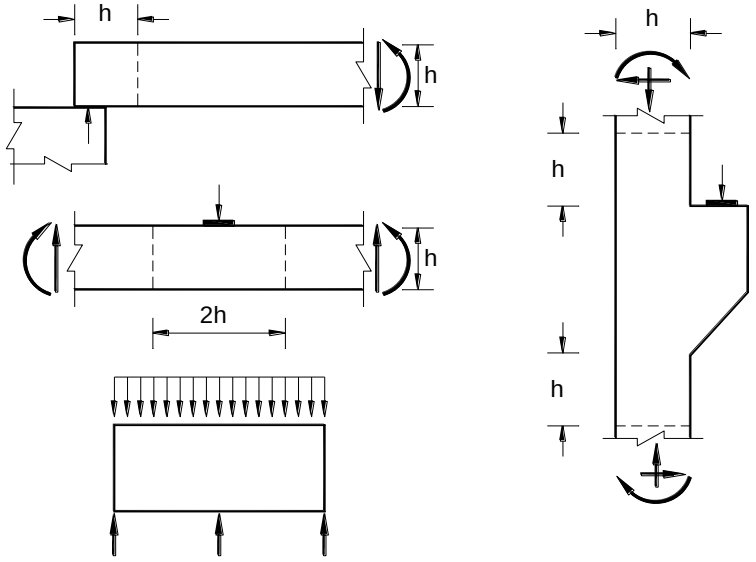
Tanto el análisis de esfuerzos elásticos, como el principio de St. Venant, indican que el efecto localizado de las cargas concentradas o de las discontinuidades geométricas se disipan a un peralte de la carga o de la discontinuidad. Por ello, se asume que la región D se extiende aproximadamente una distancia igual al peralte del miembro a partir de la carga o discontinuidad, figura B.1.

Si dos regiones D, cada una de una longitud h o menor, se juntan o se superponen, en este apéndice se considera que actúan como una región D combinada.

Para el claro de cortante en una viga de gran peralte, la región D combinada tiene un peralte h y una longitud de 2h en una o dos direcciones de la perturbación. Esto establece el menor ángulo entre el puntal y el tensor unidos en el final del puntal en un arctan (h/2h) = 26. 5°, redondeado a 25°, figura B.2.

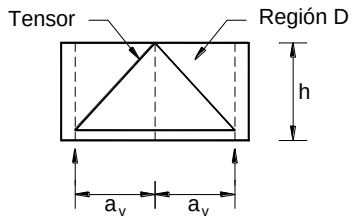


a) Discontinuidad geométrica

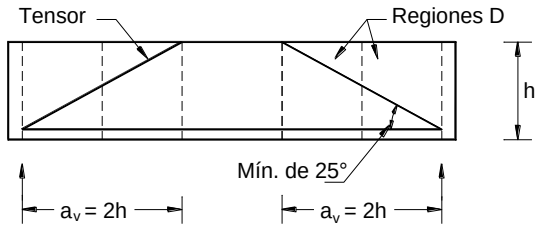


b) Discontinuidad geométrica y en cargas

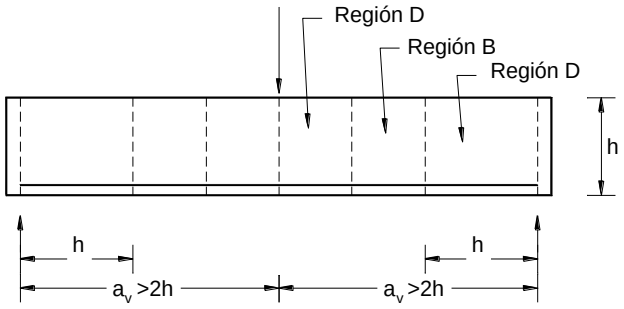
Figura B.1 Regiones D y discontinuidades



a) Claro de cortante, a_v< 2h, viga de gran peralte



b) Claro de cortante, a_v= 2h, límite para una viga de gran peralte



c) Claro de cortante, a_v> 2h, viga esbelta

Figura B.2 Descripción de vigas de gran peralte y vigas esbeltas

Al aplicar este apéndice, se debe poner especial cuidado en la selección del modelo y su representación gráfica.

B.3 Definiciones

Discontinuidad. Cambio abrupto en la geometría o en las cargas que ocasiona un cambio en la distribución de esfuerzos.

Modelo de puntales y tensores. Un modelo tipo "armadura" de un elemento estructural, o de una región D de ese elemento, hecho con puntales y tensores conectados en los nodos, capaces de transferir las cargas factorizadas a los apoyos o hacia las regiones B adyacentes.

Nodo. Lugar donde se intersectan y conectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas.

Puntal. Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Puntal en forma de botella. Un puntal que es más ancho en el centro que en sus extremos.

Región B. Parte de un elemento en la que pueden aplicarse los supuestos de la teoría convencional de diseño de concreto reforzado de secciones planas, mencionadas de la teoría de flexión en 5.3.

Región D. La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza o una discontinuidad geométrica.

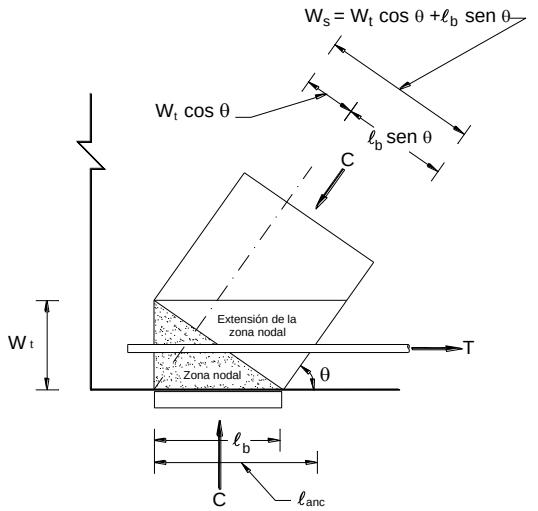
Tensor. Un elemento a tensión.

Viga de gran peralte. Ver capítulo 10.

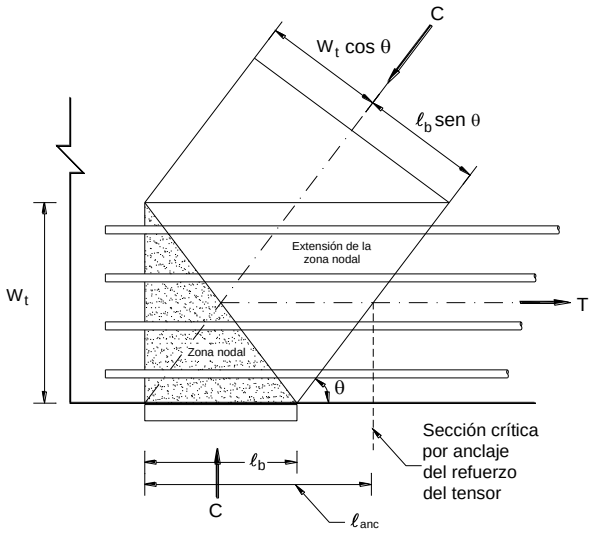
Zona nodal. El volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nodo.

Zona nodal hidrostática. Tipo de zona nodal que tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en el nodo y presenta esfuerzos iguales sobre dichas caras.

Zona nodal extendida. Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s, y el ancho efectivo del tensor, w_t , figura B.3.



a) Una capa de acero



b) Acero distribuido

Figura B.3 Zona extendida del nodo mostrando el efecto de la distribución de las fuerzas

B.4 Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor

B.4.1. Se permite diseñar elementos de concreto estructural, o regiones-D específicas en estos elementos, modelando el elemento o región como una armadura idealizada formada por puntales, tensores y nodos, como se definen en B.2. El modelo de armadura debe ser capaz de transferir todas las cargas factorizadas hacia los apoyos o regiones B adyacentes, figura B.4.

B.4.2. El modelo puntal-tensor debe estar en equilibrio con las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones. El cálculo de las reacciones y de las fuerzas de los puntales y tensores debe satisfacer las leyes de la estática. Para determinar la geometría de la armadura, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores y zonas nodales.

B.4.4. Las resistencias de los puntales, tensores, y zonas nodales deben ser iguales o mayores que las fuerzas que actúan en estos miembros. Si la resistencia de todas las secciones transversales es igual o mayor que la resistencia requerida por el análisis de la armadura, se dice que dicha estructura tiene una distribución de resistencias segura.

B.4.5. Los puntales no pueden cruzarse o traslaparse entre ellos, excepto en los nodos. Los anchos de los puntales se determinan para que puedan resistir las fuerzas que actúan en ellos usando la resistencia efectiva del concreto de los puntales. Si los puntales se traslapan, las partes comunes tendrían esfuerzos mayores que los calculados.

B.4.6. Se permite que los tensores se crucen con puntales o con otros tensores.

B.4.7. El ángulo θ, entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor que concurran a un solo nodo no debe ser menor de 25°.

B.4.8. El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en la relación:

$$F_R F_n \geq F_u \qquad \text{(B.4.1)}$$

donde F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal; y F_R es el factor de reducción de resistencia para cortante definido en la sección 3.6.

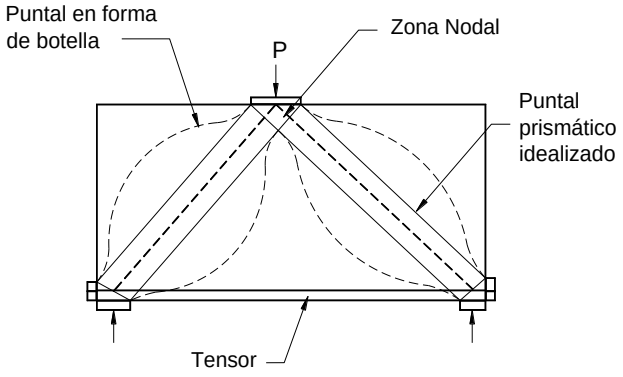


Figura B.4 Descripción de un modelo puntal-tensor

B.5 Resistencia de los puntales

B.5.1 La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_n, debe tomarse como el menor valor de:

$$F_n = f_{ce} A_{cs} \qquad \text{(B.5.1)}$$

en los dos extremos del puntal, donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, y, f_{ce} es el menor valor entre la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal, definida en B.5.2, y la resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona nodal definida en B.7.

B.5.2 La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce}, en un puntal debe ser:

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f_c' \qquad \text{(B.5.2)}$$

donde:

β_s = 1.0 para puntales de sección transversal uniforme a lo largo de toda su longitud.

Para puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella):

β_s = 0.75 con el refuerzo mínimo especificado en B.5.4,

β_s = 0.60 sin el refuerzo mínimo especificado,

β_s = 0.40 para los puntales en elementos sometidos a tensión, o patines en tensión de los elementos.

β_s = 0.60 para todos los demás casos.

B.5.3 Si se emplea el valor de β_s = 0.75 especificado en el inciso B.5.2, el eje del puntal debe ser cruzado por barras de refuerzo capaces de resistir la fuerza de tensión transversal resultante de la inclinación de la fuerza de compresión en el puntal. Se permite suponer que la fuerza de compresión en los puntales se inclina con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal respecto al eje del puntal.

B.5.4 Para f_c' no mayor a 42 MPa (420 kg/cm^2), se admite que se cumple el requisito de B.5.3 si el eje del puntal queda cruzado por capas de refuerzo que cumplan con:

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \operatorname{sen} \alpha_i \geq 0.003 \qquad \text{(B.5.3)}$$

donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_t con respecto al eje del puntal, figura B.5.

B.5.5 El refuerzo especificado anteriormente en B.5.4 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una sola dirección a un ángulo α con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40°.

B.5.6. Si se encuentra documentado mediante ensayos y análisis, se permite usar una resistencia efectiva a la compresión incrementada del puntal debida a refuerzo de confinamiento.

B.5.7 Se permite el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión debe colocarse dentro de él, paralelo al eje del puntal, anclarse adecuadamente, y rodearse por estribos o hélices que cumplan con 7.3.4. En estos casos, la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinalmente es:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \qquad \text{(B.5.4)}$$

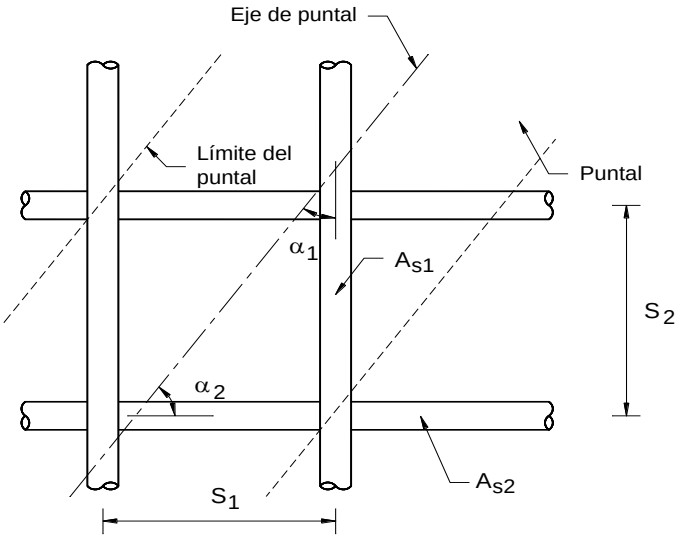


Figura B.5 Refuerzo cruzando un puntal

B.6 Resistencia de los tensores

B.6.1 La resistencia nominal de un tensor, F_{nt}, debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad \text{(B.6.1)}$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{py}, y A_{tp} es igual a cero para los elementos no presforzados.

En la ecuación B.6.1, se permite tomar Δf_p igual a 420 MPa (4200 kg/cm^2) para el refuerzo presforzado adherido, o 70 MPa (700 kg/cm^2) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δ_p cuando se justifiquen por medio de análisis.

B.6.2. El eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor en el modelo de puntales y tensores.

B.6.3 El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, dispositivos de anclaje de tendones postensados, ganchos estándar o mediante longitud de desarrollo de barra recta, como se especifica a continuación:

a) Las zonas nodales deben desarrollar la diferencia entre la fuerza en el tensor en un lado del nodo y la fuerza en el tensor en el otro lado del nodo.

b) En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra al claro del elemento.

c) En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida, figura B.6.

d) El refuerzo transversal requerido por la ecuación B.5.3 debe anclarse de acuerdo con lo especificado en 2.1.4.

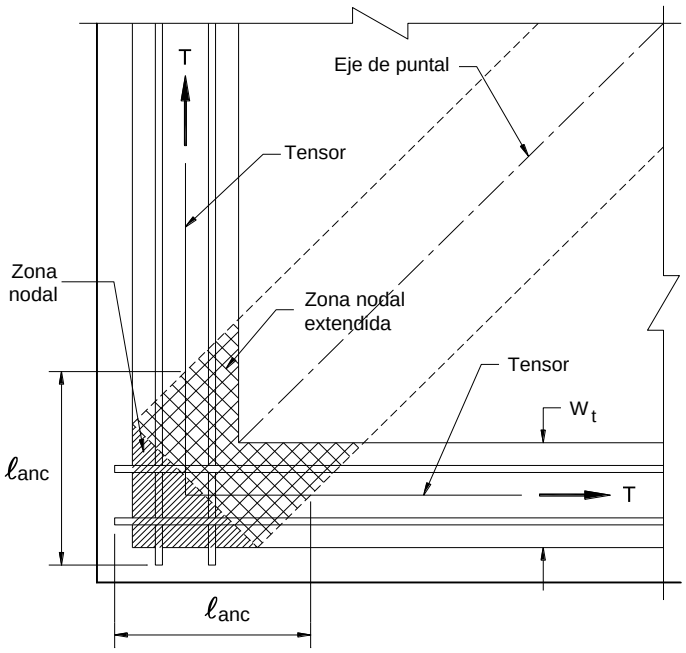


Figura B.6 Zona nodal extendida anclada a dos tensores

B.7 Resistencia de las zonas nodales

B.7.1 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce}A_{nz} \quad \text{(B.7.1)}$$

donde f_{ce} es la resistencia efectiva a compresión del concreto en la zona nodal, como se especifica en B.7.2, y A_{nz} es la menor de (a) o (b):

(a) el área de la cara de la zona nodal en donde actúa F_u, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u, o

(b) el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

B.7.2 A menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce} calculados en una cara de la zona nodal debidos a las fuerzas del modelo de puntales y tensores, no deben exceder el valor dado por:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \qquad \text{(B.7.2)}$$

donde el valor de β_n está dado de acuerdo con lo siguiente:

a) $\beta_n = 1$ en zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas,

b) $\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un tensor,

c) $\beta_n = 0.60$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

En un modelo de puntales y tensores tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en el inciso B.7.1. a) anterior, y la forma de cada cara de las zonas nodales debe ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

APÉNDICE C. ARCOS Y CASCARONES

C.1 Análisis

Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

C.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

C.3 Dimensionamiento

Los arcos, cascarones y losas plegadas se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.3 y 2.5 para flexocompresión y cortante, respectivamente.

El refuerzo de cascarones y losas plegadas se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de la sección 5.7 para refuerzo por cambios volumétricos.

APÉNDICE D. DIGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA QUE TOMAN EN CUENTA EL GRADO DE CONFINAMIENTO DEL CONCRETO Y EL DETERIORO ACUMULADO

En el inciso 3.6.1 se presentaron dos opciones para modelar las zonas de articulaciones plásticas cuando se utilizan los métodos de análisis no lineal prescritos en el Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo: utilizando diagramas momento-curvatura y longitudes de articulaciones plásticas, y utilizando diagramas momento-rotación. En este apéndice se incluye información complementaria para utilizar estas opciones. Una presentación más detallada de esta información así como otras opciones para llevar a cabo análisis no lineales pueden encontrarse en PEER (2010).

La primera opción se basa en que se pueden modelar las gráficas esfuerzo deformación de los materiales constituyentes incluyendo los efectos del confinamiento y del deterioro del material por cargas cíclicas, para el caso del concreto, y determinar los diagramas momento-curvatura con estas gráficas. En el caso del acero de refuerzo, se considera que no hay deterioro por cargas cíclicas. En la segunda opción se determinan directamente diagramas momento-rotación a partir de ecuaciones obtenidas analíticamente y en forma experimental que incluyen algunos efectos como el confinamiento del concreto o el fenómeno de deslizamiento por falla de adherencia. Estos diagramas, conocidos como curvas básicas (Backbone curves, en inglés), se modifican para tomar en cuenta el efecto del deterioro producido por cargas cíclicas.

Es importante tener presente que en ambas opciones se supone que los miembros trabajan predominantemente a flexión y que se utilizan criterios de diseño por capacidad para evitar fallas prematuras por fuerza cortante en miembros y nudos, así como fallas por adherencia o por confinamiento insuficiente del concreto.

D.1 Diagramas momento-curvatura

Existen varias propuestas para determinar las gráficas esfuerzo deformación del acero de refuerzo y del concreto, y a partir de estas gráficas calcular los diagramas momento-curvatura con las hipótesis del inciso 3.6.1. En este apéndice se presentan las gráficas propuestos por Mander (1988) y, para el caso de aceros nacionales, por Mendoza (2013) y Rodríguez (1995).

D.1.1 Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo

El acero de refuerzo se modelará utilizando una curva esfuerzo – deformación idealizada en tres tramos. Tanto el intervalo elástico como el de fluencia se representarán por tramos rectos mientras que el endurecimiento por una parábola ver figura D.1.1.

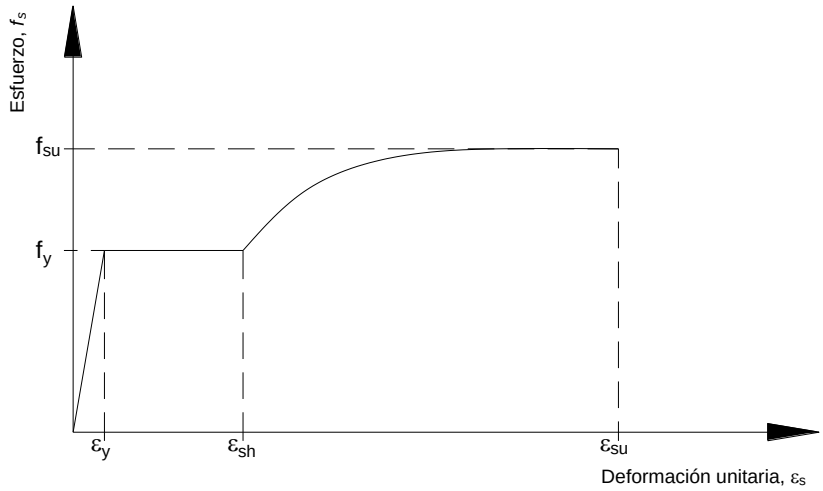


Figura D.1.1. Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo.

Las tres zonas representadas en la figura serán:

1.- Zona elástica, primer tramo ascendente que ocurre en el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ donde $\varepsilon_s$es la deformación de la barra de refuerzo, calculándose el esfuerzo en este intervalo de deformaciones con:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \tag{D.1.1}$$

2.- Zona de fluencia, segundo tramo recto horizontal, que ocurre en el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$, en el que ε_{sh} es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se calculará como:

$$f_s = f_y \tag{D.1.2}$$

3.- Zona de endurecimiento por deformación, que ocurre en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ donde se considera que la deformación última ε_{su}en la ruptura de la barra, corresponde al esfuerzo máximo que se puede alcanzar f_{su}. El esfuerzo en esta zona debe calcularse con:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su})\left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right]^F \quad \text{(D.1.3)}$$

donde

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}} \quad \text{(D.1.4)}$$

y f_{sh1} y ε_{sh1} son datos de un punto de la curva esfuerzo-deformación en la zona de endurecimiento por deformación. En la tabla D.1.1 (Mendoza, 2013) se presentan valores de los parámetros requeridos para utilizar la ecuación D.1.1 con aceros de fabricación nacional. Se incluye el valor de F propuesto por Rodríguez (1995) en un estudio amplio de los aceros de refuerzo de fabricación nacional. Estos parámetros pueden usarse cuando no se tengan curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo obtenidas experimentalmente para los materiales utilizados.

Tabla D.1.1 Parámetros para modelar la gráfica esfuerzo-deformación de barras de acero de refuerzo

Parámetros	Grado 42		Grado 52		Grado 56*	
	MPa	kg/cm^2	MPa	kg/cm^2	MPa	kg/cm^2
f_y	457	4487	590	5787	611	5995
f_{su}	742	7280	832	8160	797	7820
f_{sh1}	612	6000	815	7500	764	7200
E_s	209218	2052433	207563	2036195	207224	2032867
ε_y	0.0022		0.0028		0.0029	
ε_{sh}	0.0066		0.0101		0.0093	
ε_{su}	0.1100		0.0977		0.1001	
ε_{sh1}	0.0248		0.0406		0.0375	
F	4.03 (3.47)**		2.99		2.90	

* Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)**

** Valor del parámetro F calculado por Rodríguez (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

D.1.2 Modelo elastoplástico para concreto confinado

El concreto se modelará utilizando una curva esfuerzo-deformación continua construida con la siguiente ecuación propuesta por Mander (1988) ver figura D.1.2. En todas las figuras y ecuaciones subsiguientes de esta sección se utiliza el término f'_c para la resistencia del concreto sin confinar, respetando la notación de los trabajos originales de Mander et al. Sin embargo, para la utilización de estas gráficas y ecuaciones en las Normas Técnicas Complementarias, debe sustituirse el término f'_c por la resistencia media del concreto $\overline{f_c}$, ya que los análisis inelásticos se llevan a cabo con los valores reales esperados.

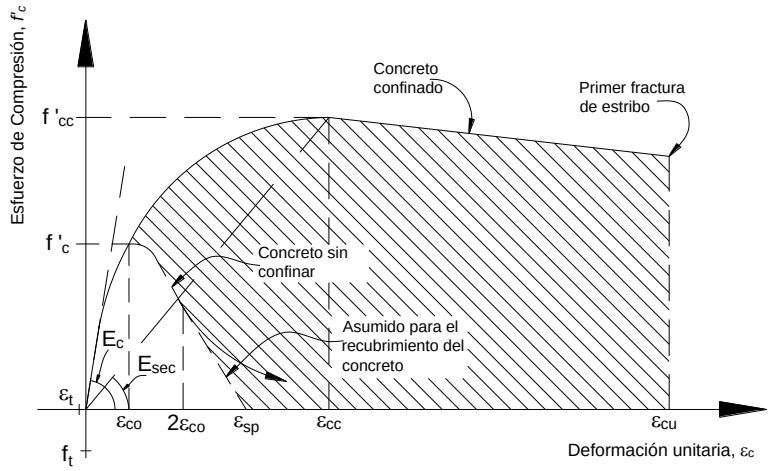


Figura D.1.2. Gráfica esfuerzo-deformación del concreto sin confinar y confinado

El esfuerzo a compresión f_c estará dado por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x\, r}{r - 1 + x^r} \tag{D.1.5}$$

donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{D.1.6}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \tag{D.1.7}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] \tag{D.1.8}$$

$$f'_{cc} = f'_c\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94\, fl}{f'_c}} - 2\frac{fl}{f'_c}\right) \tag{D.1.9}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\frac{\rho_{st}\, f_y\, \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \tag{D.1.10}$$

ε_c Deformación unitaria del concreto a compresión.
ε_{co} Deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto sin confinar, generalmente se asume igual a 0.002.
ε_{cu} Deformación unitaria ultima del concreto a compresión.
f'_{cc} Resistencia a la compresión máxima del concreto confinado.
ε_{cc} Deformación unitaria en el punto de mayor esfuerzo a la compresión.
fl Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

Para secciones circulares y rectangulares fl está en función del coeficiente de confinamiento efectivo k_e, que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de la línea del estribo del área transversal.

Para secciones circulares:

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2\, d_s}}{1 - \rho_{cc}} \tag{D.1.11}$$

$$fl = \frac{1}{2} k_e\, \rho_{st}\, f_y \tag{D.1.12}$$

donde:

d_s y s' Diámetro del estribo circular entre centros de varilla y separación libre de estribo respectivamente, figura D.1.3.
ρ_{cc} Relación del área de refuerzo longitudinal As, y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, Ac.
ρ_{st} Cuantía transversal.
f_y Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Para secciones rectangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n}\frac{(w_i)^2}{6 b_c d_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \tag{D.1.13}$$

$$fl_x = k_e\, \rho_x\, f_y = k_e\, \frac{A_{sx}}{s\, d_c}\, f_y \tag{D.1.14}$$

$$fl_y = k_e\, \rho_y\, f_y = k_e \frac{A_{sy}}{s\, b_c} f_y \qquad \text{(D.1.15)}$$

donde:

b_c y d_c	Dimensión del núcleo de concreto a centros de varilla del estribo perimetral en dirección en x y dirección y, respectivamente, donde $b_c \geq d_c$. figura D.1.4.
ρ_{cc}	Relación del área de refuerzo longitudinal As, y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, Ac.
ρ_{sx}	Cuantía transversal en dirección x.
ρ_{sy}	Cuantía transversal en dirección y.

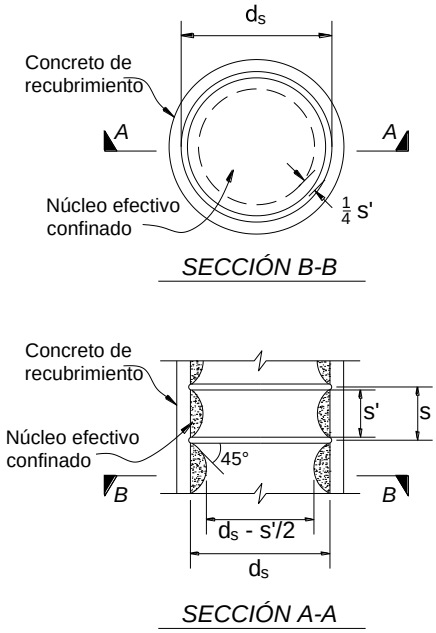


Figura D.1.3. Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo circulares.

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección fl_x, fl_y se determina la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar $\frac{f'_{cc}}{f'_c}$ utilizando el diagrama de la figura D.1.5.

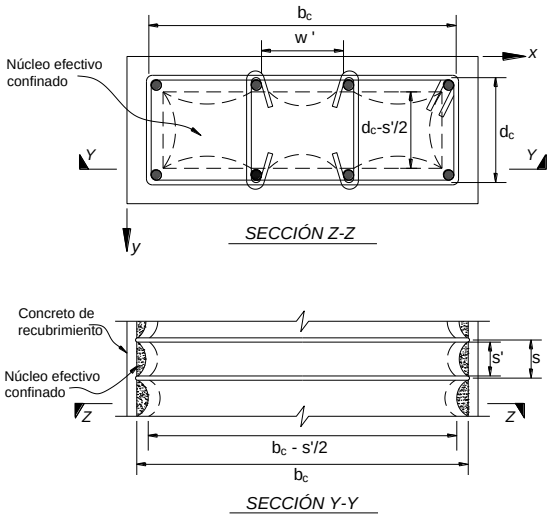


Figura D.1.4. Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo rectangulares.

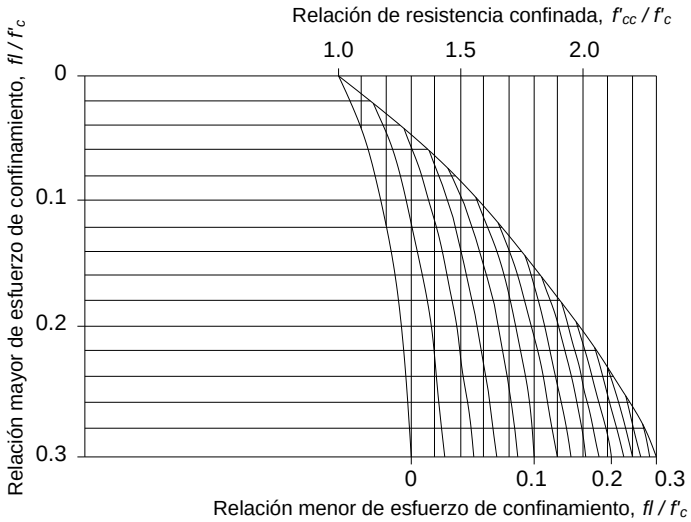


Figura D.1.5. Determinación de resistencia confinada a partir del esfuerzo de confinamiento lateral para secciones rectangulares.

D.1.3 Relación esfuerzo deformación para cargas cíclicas a bajos rangos de deformación.

Se podrá considerar, en general, que las estructuras que cumplan con las distorsiones máximas medias establecidas en la Tabla 4.2.1 se las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo trabajan a bajos rangos de deformación. Sin embargo, en estructuras con relaciones largo/ancho muy grandes, con efectos importantes de torsión en planta, se deberán tomar precauciones especiales, ya que pueden tener deformaciones para las cuales no sean aplicables las disposiciones de este inciso.

D.1.3.1 Descarga en compresión.

En la Figura D.1.6 se muestra una curva esfuerzo-deformación incluyendo una rama de descarga. Es necesario determinar las coordenadas del punto de inversión de la descarga $(\varepsilon_{un}, \varepsilon_{fu})$.

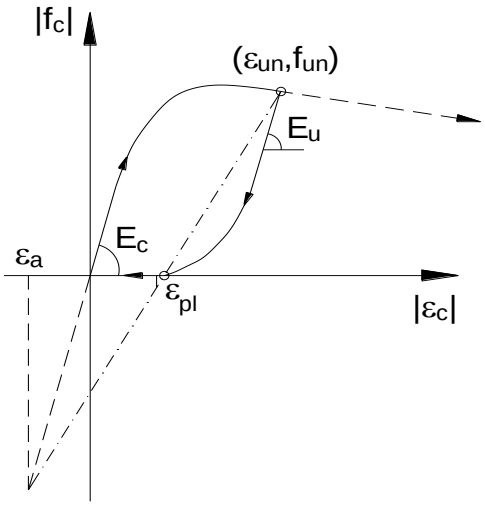


Figura D.1.6. Curva esfuerzo deformación para una rama de descarga y determinación de una deformación plástica ε_{pl} de una deformación común ε_a

La deformación plástica ε_{pl} se presenta en la pendiente secante de la descarga que a su vez es dependiente de la de deformación ε_a.

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_{un}\varepsilon_{cc}} \tag{D.1.16}$$

La constante a será el máximo valor de:

$$a = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}} \tag{D.1.17}$$

ó

$$a = \frac{0.09\ \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \tag{D.1.18}$$

La deformación plástica en la línea secante entre ε_a y ε_{un} se calculará con:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a)f_{un}}{(f_{un} + E_c\ \varepsilon_a)} \tag{D.1.19}$$

La curva de descarga mostrada en la figura D.1.6, queda definida por la ecuación:

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un} x\ r}{r - 1 + x^r} \tag{D.1.20}$$

en la cual:

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \tag{D1.21}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \tag{D.1.22}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \tag{D.1.23}$$

donde E_u es el módulo de elasticidad al inicio de la descarga y será:

$$E_u = bcE_c \tag{D.1.24}$$

donde:

$$b = \frac{f_{un}}{f'_c} \geq 1 \tag{D.1.25}$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}}\right)^{0.5} \leq 1 \tag{D.1.26}$$

D.1.3.2 Descarga en tensión

Se asume una deterioración en la resistencia a la tensión debido a una previa compresión, la historia de la deformación está idealizada en la figura D.1.7.

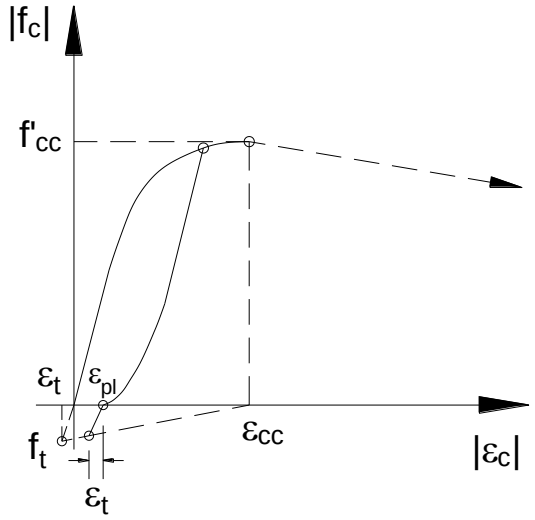


Figura D.1.7. Deterioración asumida en la resistencia a tensión del concreto debido a una carga de compresión a priori.

$$f_t = fl\left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}}\right) \tag{D.1.27}$$

Si $\varepsilon_{pl} < \varepsilon_{cc}$ entonces $f_t = 0$. De este modo la relación esfuerzo-deformación se convierte:

$$f_t = E_t(\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \tag{D.1.28}$$

donde:

$$E_t = \frac{f_t}{\varepsilon_t} \tag{D.1.29}$$

y

$$\varepsilon_t = \frac{fl}{E_c} \tag{D.1.30}$$

Cuando la deformación a tensión excede la resistencia de deformación a tensión, por ejemplo $\varepsilon_c > (\varepsilon_t - \varepsilon_{pl})$, se generan grietas y la resistencia a tensión del concreto para todas las cargas subsecuentes se asume igual a cero.

D.1.3.3 Ramas de recargas

La figura D.1.8 muestra la curva esfuerzo deformación incluyendo ramas de carga y descarga. Las coordenadas del punto de recarga $(\varepsilon_{ro}, f_{ro})$ puede ser en cada curva de descarga, o del estado agrietado en el cual $\varepsilon_{ro} = (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_t)$ y $f_{ro} = 0$. Se asume una relación lineal entre ε_{ro} y ε_{un} para una revisión de la magnitud del esfuerzo ante una degradación cíclica. El nuevo punto de esfuerzo (f_{new}) se asume con la ecuación:

$$f_{new} = 0.92 f_{un} + 0.08 f_{ro} \tag{D.1.31}$$

Una curva de transición parabólica es usada entre la relación lineal:

$$f_c = f_{ro} + E_r(\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \tag{D.1.32}$$

donde:

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \tag{D.1.33}$$

y la curva esfuerzo deformación monotónica regresa a sus coordenadas $(\varepsilon_{re}, f_{re})$.

La deformación de regreso ε_{re} se asume con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r\left(2 + \frac{f'_{cc}}{f'_c}\right)} \tag{D.1.34}$$

La curva de transición parabólica se describe por:

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + Ax^2 \tag{D.1.35}$$

donde:

$$x = (\varepsilon_c + \varepsilon_{re}) \tag{D.1.36}$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \tag{D.1.37}$$

E_{re} y f_{re} son el módulo y el esfuerzo en el punto tangente de regreso, respectivamente, determinados de la deformación de regreso, ε_{re}, usando la relación monotónica esfuerzo-deformación.

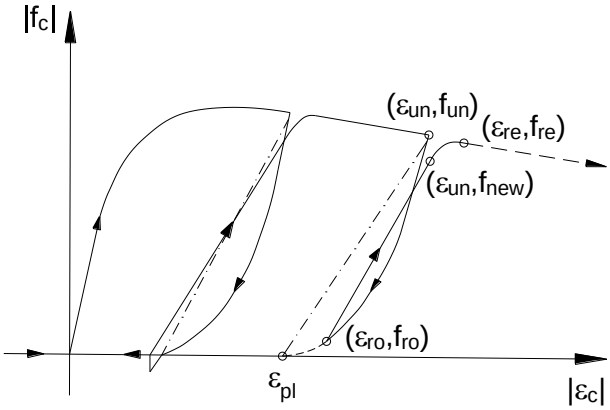


Figura D.1.8. Curva esfuerzo-deformación para rama de recarga.

D.1.4 Efecto de la velocidad de la deformación en la curva esfuerzo-deformación

El concreto exhibe un incremento significativo tanto en la resistencia como en la rigidez cuando es cargado con un incremento de velocidad de deformación, figura D.1.9.

Las ecuaciones anteriores son aplicadas para bajas velocidades de deformación (cargas cuasi-estáticas), sin embargo, estas mismas ecuaciones pueden ser aplicadas cuando el concreto es cargado con velocidades altas de deformación, siempre que los parámetros de control del concreto sin confinar f'_c, E_c y E_{cc} sean modificados para aplicar la velocidad adecuada ε_c.

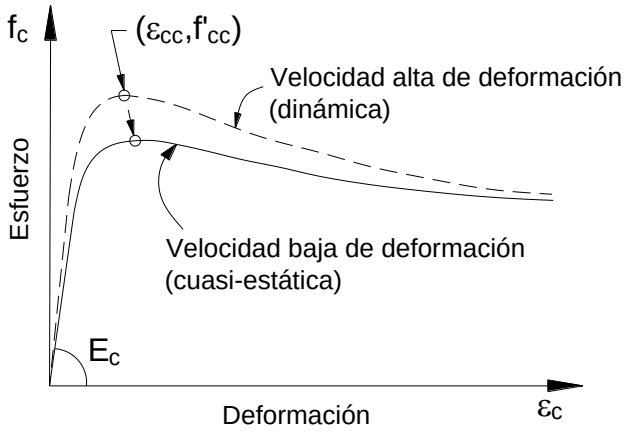


Figura D.1.9. Efecto de la velocidad de deformación en una curva esfuerzo-deformación del concreto.

Los factores de modificación son los siguientes:

- Resistencia dinámica

$$(f'_c)_{dyn} = D_f\, f'_c \tag{D.1.38}$$

$$D_f = \frac{1 + \left[\dfrac{\dot{\varepsilon}_c}{0.035\,(f'_c)^2}\right]^{1/6}}{1 + \left[\dfrac{0.00001}{0.035\,(f'_c)^2}\right]^{1/6}} \tag{D.1.39}$$

donde:

$\dot{\varepsilon}_c$ es la velocidad con que se aplica la deformación ε_c en s^{-1}.

- Rigidez dinámica

$$(E_c)_{dyn} = D_E\, E_c \tag{D.1.40}$$

$$D_E = \frac{1 + \left[\dfrac{\dot{\varepsilon}_c}{0.035\,(f'_c)^2}\right]^{1/6}}{1 + \left[\dfrac{0.00001}{0.035\,(f'_c)^2}\right]^{1/6}} \tag{D.1.41}$$

- Deformación dinámica en el esfuerzo máximo del concreto sin confinar.

$$(\varepsilon_{co})_{dyn} = D_\varepsilon\, \varepsilon_{co} \tag{D.1.42}$$

$$D_\varepsilon = \frac{1}{3D_f}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{3D_f^2}{D_E}}\right) \tag{D.1.43}$$

D.2 Diagramas momento rotación

En esta opción el comportamiento a flexión o flexo compresión de los miembros estructurales se representa con un diagrama como el mostrado en la figura 3.6.1 (reproducido aquí como figura D.2.1). La rama inicial OA corresponde a momentos flexionantes menores que el momento de fluencia M_y; este momento flexionante puede calcularse con los métodos usuales del bloque equivalente de esfuerzos, pero debe usarse la resistencia esperada del concreto $\bar{f}_c$ y el esfuerzo de fluencia esperado del acero $\bar{f}_y$. La rigidez de la rama inicial debe tomar en cuenta el agrietamiento de las secciones, la contracción y el flujo plástico. Para esto pueden usarse los momentos de inercia efectivos del inciso 3.2.1 de estas normas. También pueden estimarse los momentos de inercia efectivos con la ecuación D.2.1 propuesta por Haselton (2008).

$$I_{efec} = I_g\left(-0.02 + 0.98\left(\frac{P}{A_g\bar{f}c}\right) + 0.09\left(\frac{L_s}{H}\right)\right) \quad \text{donde} \quad 0.35I_g \leq I_{efec} \leq 0.8I_g \tag{D.2.1}$$

Esta ecuación toma en cuenta el deslizamiento del refuerzo longitudinal en la interfaz de los elementos por ruptura de la adherencia. Ese fenómeno es importante ya que el deslizamiento de las barras dentro del nudo puede contribuir hasta en más de 30% a la deformación total del nudo, Hwang (2015).

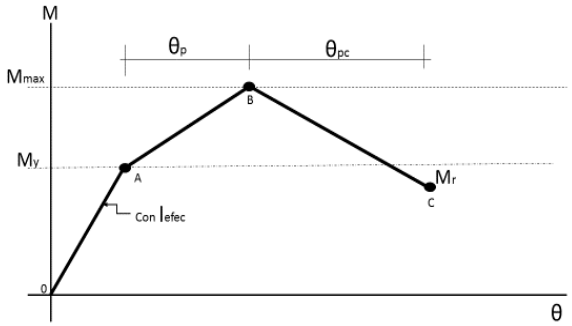


Figura D.2.1. Gráfica Momento-Rotación Idealizada

Para definir la rama AB de la figura D.2.1 es necesario calcular el momento máximo, M_{max}, y la rotación posterior a la fluencia, θ_p. El momento máximo puede obtenerse con las hipótesis usuales para flexión y flexocompresión, pero debe incluirse el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. La rotación θ_p se puede calcular con la siguiente ecuación propuesta también por Haselton (2008):

$$\theta_p = 0.12(1 + 0.55a_{sl})0.16^{\theta}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}(0.54)^{0.01c_u f'_c}(0.66)^{0.1s_n}(2.27)^{10.0\rho} \tag{D.2.2}$$

Donde a_{sl} =1, a menos que se evite el deslizamiento por falla de adherencia; $\theta = P/f'_c A_g$, es el índice de carga axial; $\rho_{sh} = A_{sh}/sb$, es la relación de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica; c_u es un factor de conversión de unidades igual a 1 para unidades en sistema internacional e igual a 0.1 para sistema métrico decimal; $s_n = (s/d_b)(f_y/100)^{0.5}$ es un factor para considerar el pandeo de los estribos (s es la separación de estribos, d_b es el diámetro de los estribos y $f_y/100$ debe cambiarse a $f_y/1000$ en unidades del sistema métrico; y ρ es la relación de refuerzo longitudinal. Esta ecuación no toma en cuenta el deterioro de los elementos estructurales ante cargas repetidas.

La ecuación D.2.2 puede aplicarse tanto a vigas como a columnas, pero cuando el refuerzo longitudinal de los elementos no sea simétrico debe introducirse un factor de corrección de acuerdo con la ecuación D.2.3:

$$\theta_{p(asimétrico)} = \left[\frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)}{\max\left[0.01, \frac{\rho f_y}{f'_c}\right]}\right]\theta_{p(simétrico)} \tag{D.2.3}$$

Para la rama final, BC, del diagrama momento rotación se deben estimar el momento final, M_r, y la rotación posterior al momento máximo, θ_{pc}, figura D.2.1. El momento M_r es muy pequeño y conservadoramente se debe despreciar. La rotación θ_{pc} se puede calcular con la ecuación D.2.2, Haselton (2008):

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^{\vartheta}(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \qquad \text{(D.2.4)}$$

D.3 Deterioro

La gráfica de la figura D.2.1 definida con los valores de momentos y rotaciones obtenidos de la manera descrita en la sección D.2 es lo que se conoce como curva básica (en inglés backbone curve), pero debe modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas. El deterioro en un determinado ciclo i se define con un parámetro β_i dado por la ecuación D.2.5:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^{i} E_j}\right)^c \qquad \text{(D.2.5)}$$

donde:

E_i = energía histerética disipada en el ciclo i
E_t = capacidad referente de rotación plástica, expresada como $E_t = \lambda\theta_p M_y$
$\sum E_j$ = energía histerética disipada en todos los ciclos anteriores
c = exponente que define la velocidad de deterioro y que se toma igual a 1.0
λ = parámetro que define la capacidad media de disipación de energía y que Haselton (2010) propone como:
λ = $(30)(0.03)^{\vartheta}$
donde ϑ es el índice de carga axial.

Referencias Apéndice D

Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2008). “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. Peer Report 2007/03.
Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2010). “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. (Updated Report).
Hwang, H. J.; Eom, T. S., and Park, H. G. (2015). “Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints”. ACI Structural Journal. November-December.
Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2010). “Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative”. PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).
Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. (1988). “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”. Journal of Structural Engineering, V. 114, No. 8., ASCE, August.
Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; Hernández, F. (2013), “Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56”, Instituto de Ingeniería, UNAM.
Rodríguez, Mario E. y Botello, Juan Carlos. (1995). “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, 39-50.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA

ÍNDICE

DEFINICIONES

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades
1.3 Clasificación estructural de la madera maciza de origen nacional
1.4 Dimensiones
1.5 Contenido de humedad
1.6 Madera importada
1.7 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas
1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera
1.9 Acciones accidentales

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO
2.1 Métodos de diseño
2.2 Valores especificados de resistencia y rigideces
2.3 Factores de resistencia
2.4 Valores modificados de resistencia y rigideces
2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada, madera laminada y bambú
2.4.2 Factores de modificación para uniones
2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera y bambú
2.6 Encharcamiento en techos planos

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA
3.1 Miembros en tensión
3.2 Miembros bajo cargas transversales
3.2.1 Requisitos generales
3.2.1.1 Claro de cálculo
3.2.1.2 Recortes
3.2.2 Resistencia a flexión
3.2.3 Estabilidad lateral
3.2.3.1 Requisitos generales
3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ
3.2.4 Resistencia a cortante
3.2.4.1 Sección crítica
3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño
3.2.4.3 Factor de recorte, K_r
3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión
3.3.1 Requisito general
3.3.2 Fórmula de interacción para flexión uniaxial
3.3.3 Efectos de esbeltez
3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral
3.3.3.2 Longitud efectiva
3.3.3.3 Limitaciones
3.3.4 Momentos en los extremos
3.3.5 Momentos debido a encorvadura
3.3.6 Fórmula de interacción para flexión biaxial
3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión
3.4.1 Momento uniaxial y tensión
3.4.2 Momento biaxial y tensión
3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°
3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra (θ=90°)
3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo
3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS A BASE DE MADERA
4.1 Requisitos del material
4.2 Orientación de los esfuerzos

4.3 Resistencia a carga axial
4.3.1 Resistencia a tensión
4.3.2 Resistencia a compresión
4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores
4.4 Placas en flexión
4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa
4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa
4.5 Resistencia a cortante
4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión
4.5.2 Cortante a través del grosor
4.6 Aplastamiento

5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA
5.1 Consideraciones generales

6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ
6.1 Consideraciones generales
6.2 Miembros en tensión
6.3 Miembros bajo cargas transversales
6.3.1 Recortes
6.3.2 Resistencia a flexión
6.3.3 Estabilidad lateral
6.3.3.1 Requisitos generales
6.3.4 Resistencia a cortante
6.3.4.1 Resistencia a cortante de diseño
6.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión
6.4.1 Resistencia a carga axial
6.5 Compresión o aplastamiento actuando en un ángulo θ respecto al eje del culmo diferente a 0°

7. DEFLEXIONES
7.1 Madera maciza
7.2 Madera contrachapada

8. ELEMENTOS DE UNIÓN
8.1 Consideraciones generales
8.1.1 Alcance
8.1.2 Resistencia a corte
8.2 Clavos
8.2.1 Alcance
8.2.2 Configuración de las uniones
8.2.3 Dimensiones de uniones clavadas con madera maciza
8.2.3.1 Resistencia lateral
8.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros
8.2.4 Dimensiones de uniones clavadas con madera contrachapada
8.3 Pernos y pijas
8.3.1 Requisitos comunes
8.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas
8.3.1.2 Agujeros
8.3.1.3 Grupos de elementos de unión
8.3.1.4 Rondanas
8.3.2 Requisitos particulares para pernos
8.3.2.1 Consideraciones generales
8.3.2.2 Grosores efectivos de las piezas
8.3.2.3 Espaciamiento entre pernos
8.3.3 Resistencia de uniones con pernos
8.3.3.1 Resistencia lateral
8.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas
8.3.4 Requisitos particulares para pijas
8.3.4.1 Consideraciones generales
8.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones
8.3.4.3 Penetración de las pijas
8.3.5 Resistencia de uniones con pijas

8.3.5.1 Resistencia a la extracción
8.3.5.2 Resistencia lateral
8.4 Uniones con placas dentadas o perforadas
8.4.1 Consideraciones generales
8.4.2 Dimensionamiento
8.5 Uniones con bambú
8.5.1 Dimensionamiento

9. EJECUCIÓN DE OBRAS
9.1 Consideraciones generales
9.2 Normas de calidad
9.3 Contenido de humedad
9.4 Protección a la madera
9.5 Pendiente mínima de los techos
9.6 Tolerancias
9.7 Transporte y montaje

10. RESISTENCIA AL FUEGO
10.1 Medidas de protección contra fuego
10.1.1 Especificaciones de diseño en relación a protección contra fuego en viviendas de madera
10.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos
10.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción
10.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones
10.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados
10.2.2 Ejecución de uniones

APÉNDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA
A.1 Aplicación
A.2 Propiedades de la sección

APÉNDICE B - CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL
B.1 Alcance
B.2 Especificaciones para bambú de uso estructural

APÉNDICE C – PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Conicidad

Diferencia de los promedios de los diámetros de los extremos de una pieza de bambú, dividida por la longitud de la pieza.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Peso del agua en la madera o bambú expresado como un porcentaje de su peso anhidro.

Contenido de humedad en equilibrio

Contenido de humedad que alcanzan la madera o el bambú en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada, placas de OSB o cualquier otro tipo de tableros estructurales que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera o bambú poco espaciados.

Culmo

Tallo de los bambúes, equivalente al tronco del árbol.

Curvatura

Deformación de un elemento estructural de su eje longitudinal, provocando momentos flexionantes en madera o bambú bajo cargas axiales. En bambú se limita a 0.33 % de su longitud, se mide colocando la pieza sobre una superficie plana y la distancia mayor de la deformación es la que se evalúa.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

Peso específico

Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera o el bambú debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

Densidad relativa básica

Peso anhidro de la madera o el bambú dividido entre su volumen saturado; es la relación de su peso específico y el peso específico del agua, el cual es igual a la unidad en el sistema métrico.

Entrenudo

Porción del culmo comprendida entre dos nudos.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna variable como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Factor de resistencia

Factor, F_R, aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera o del bambú.

Forro

Sinónimo de cubierta. Materiales que se usan en muros para integrar un sistema que funciones como diafragma o muros de cortante.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera que se agrupa en diferentes niveles de resistencia de acuerdo con las características que modifican sus resistencias. Para esta clasificación se aplica la norma NMX-C-239-ONNCCE-2014 para madera de coníferas y para el caso de madera de latifoliadas, la norma NMX-C-409-ONNCCE-1999.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

Miembro principal

En el caso de uniones sometidas a cortante simple es la pieza de mayor sección.

Miembros laterales

En el caso de uniones sometidas a cortante simple o múltiple son las piezas más delgadas.

Piezas húmedas

Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es mayor que 18 por ciento.

Piezas secas

Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol o culmo del bambú, en el caso de la madera su dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas de sección rectangular o cilíndrica como el bambú que forman parte de sistemas de muros, y generalmente soportan cargas de compresión paralela a la fibra.

Placas de tiras orientadas (OSB)

Placas que se fabrican en un patrón de capas transversales de madera similar a la madera contrachapada. Los tableros OSB están compuestos de tiras delgadas de madera de forma rectangular dispuestas en capas en ángulo recto entre sí, que en conjunto forman un panel.

Recorte

La porción de una pieza de madera que se remueve al cortar con una sierra.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 610 mm o menos, centro a centro, distribuidos o conectados de tal manera que comparten las cargas que actúan sobre el sistema. La resistencia de estos sistemas se modifica por el factor de modificación K_c.

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí, no más de 813 mm, y unidos por una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente. A estos sistemas se les aplican cargas concentradas definidas en el Reglamento.

Valor especificado de resistencia

Resistencia básica especificada en esta Norma para el cálculo de la resistencia de diseño.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos estructurales sometidos a flexión que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga.

Viguetas

Elementos de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por una cubierta de duelas, o madera contrachapada, o algún otro material que funcione como rigidizante.

NOTACIÓN

A	área total de la sección, mm² (cm²)
A_1	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, mm² (cm²)
A_a	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, mm² (cm²)
A_l	superficie de apoyo de la pija igual a Dl_p, mm² (cm²)
A_m	área bruta del elemento principal, mm² (cm²)
A_n	área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte, mm² (cm²)
A_s	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, mm² (cm²)
B	ancho de la sección transversal, mm (cm)
C	factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada (tabla A.1)
CH	contenido de humedad (%) (sección 1.5)
C_{fE}	factor de corrección para cálculo de estabilidad lateral
C_s	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2)
D	diámetro del conector, mm (cm)
D_e	diámetro exterior promedio del culmo, mm
D_i	diámetro interior promedio del culmo, mm
D_o	diámetro o lado de la rondana (tabla 6.3), mm (cm)
D	peralte de la sección, mm (cm)
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2), mm (cm)
d_r	profundidad del recorte (inciso 3.2.4.3), mm (cm)
$E_{0.05}$	módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, MPa (kg/cm²)
$E_{0.50}$	módulo de elasticidad promedio, MPa (kg/cm²)
e_b	excentricidad por encorvadura, mm (cm)
e_r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte (inciso 3.2.4.3), mm (cm)
F_R	factor de resistencia
f_{cr}	esfuerzo crítico utilizado en cálculos de flexión y compresión uniaxial
f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{cu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm²)
f_{fu}'	valor especificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm²)
f_{nu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{nu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{ru}	valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm²)
f_{ru}'	valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm²)
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{tu}'	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{uc}	esfuerzo de compresión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm^2)
f_{uf}	esfuerzo de flexión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm^2)
f_{vgu}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm²)
f_{vgu}'	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm²)
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm²)
f_{vu}'	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm²)
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, MPa (kg/cm²)
g	grosor promedio del culmo
I	momento de inercia de la sección, mm^4 (cm^4)
I_1	momento de inercia efectivo en la dirección considerada, mm^4 (cm^4)
J_a	factor de modificación para clavos lanceros
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones

J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas
J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas
J_h	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
K_a	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso, techos y muros
K_d	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
K_e	Factor de estabilidad de columnas
K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
K_p	factor de modificación por peralte
K_r	factor de modificación por recorte
K_v	factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2)
L	longitud del claro, mm (cm)
L_a	Longitud sin soporte lateral, en mm (cm)
L_e	longitud efectiva de pandeo, mm (cm)
L_u	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, mm (cm)
l	longitud del clavo, mm (cm)
l_p	longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm (cm)
M_1, M_2	momentos actuantes en los extremos de columnas, N-mm (kg-cm)
M_P	resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, N-mm (kg-cm)
M_Q	resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, N-mm (kg-cm)
M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, N-mm (kg-cm)
M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos flexión , N-mm (kg-cm)
M_{xR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
M_{xu}	momento último actuante de diseño respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
M_{yR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
M_{yu}	momento último actuante de diseño respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, N (kg)
N_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión, N (kg)
$N_{R\theta}$	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, N (kg)
N_u	resistencia lateral modificada por elemento de unión, N (kg)
N_u'	resistencia lateral especificada por elemento de unión, N (kg)
n	número de elementos de unión
n_p	número de planos de cortante
P_{cr}	carga crítica de pandeo (inciso 3.3.5), N (kg)
P_{pu}	resistencia lateral modificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, N (kg)
P_{Rt}	Resistencia a compresión reducida por efecto del pandeo torsional, N (kg)
P_{re}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra (sección 6.4), N (kg)
P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, N (kg)
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{ru}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
r	radio de giro mínimo de la sección, mm (cm)
S	módulo de sección, mm^3 (cm^3)
S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, mm^3 (cm^3)
T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, N (kg)
T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, N (kg)
t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm (cm)
t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, mm (cm)
t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, mm (cm)

t_o grosor de la rondana, mm (cm)
V_R resistencia a cortante de diseño, N (kg)
V_{R1} resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, N (kg
V_{R2} resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, N (kg)
Y_e resistencia en extracción modificada para pijas, MPa (kg/cm²)
Y_e' resistencia en extracción especificada para pijas, MPa (kg/cm²)
Y_u resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm²)
Y_u' resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm²)
γ densidad relativa igual a peso anhidro / volumen verde
θ ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
ϕ factor de estabilidad lateral en vigas (inciso 3.2.3)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada, nacional e importada, de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ, sea igual o superior a 0.30, a elementos estructurales como placas madera contrachapada o de partículas, madera laminada y bambú.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas que se usan en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. En la tabla 1.1.1 se muestran la agrupación de la madera de latifoliadas en cuatro grupos de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca, con contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento.

El valor de $E_{0.05}$ debe ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Tabla 1.1.1 Grupos de maderas latifoliadas

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$	
	MPa	(kg/cm²)
Grupo I	mayor que 11 800	(mayor que 120 000)
Grupo II	8 800 a 11 700	(90 000 a 119 000)
Grupo III	7 360 a 8 730	(75 000 a 89 000)
Grupo IV	4 400 a 7 260	(45 000 a 74 000)

Los proyectos con elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, tales como la madera reconstituida y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada y OSB) deberán ser aprobados por la Administración.

Para el alcance de estas normas se consideran dos especies de bambú introducidas y una nativa que por sus características se usan tradicionalmente para la construcción. El uso de otras especies debe ser responsabilidad de los constructores y aprobadas por la Administración.

1.2 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional, y entre paréntesis en sistema métrico MKS.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.3 Clasificación estructural de la madera maciza de origen nacional

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deben clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-239-ONNCCE-2014 “Especificaciones y métodos de ensayo para la calificación y clasificación visual de madera dimensionada de pino para usos estructurales”, la cual establece tres clases de madera estructural, A, B y C. Las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-409-ONNCCE-1999 “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural”.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Administración.

1.4 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la norma NMX-C-224-ONNCCE-2001 “Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción”. Para piezas de dimensiones mayores que las cubiertas en la norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas debe utilizarse la sección real en condición seca.

1.5 Contenido de humedad

El contenido de humedad, CH, se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera o bambú secos a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento; y húmeda a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor.

1.6 Madera importada

El mercado de la madera en la industria de la construcción en la Ciudad de México, está constituido por madera de origen nacional e importado. En estas Normas se presenta la información relevante de las especies y productos de madera nacional e importada más empleados en la construcción. Las maderas importadas deberán estar clasificadas con sus respectivas reglas de clasificación y deberán contar con un sello de certificación que avale esta clasificación.

1.7 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se consideran como anchos, b, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.8, los valores de la tabla 1.1.2, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla 1.1.2 Anchos, b, para soporte de cargas concentradas en cubiertas

Condición	b
Duelas a tope[1]	Ancho de una duela
Duelas machihembradas[2]	2 × ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada o tableros OSB[3]	610 mm

[1] Grosor mínimo 19 mm;
[2] Grosor mínimo 13 mm;
[3] Grosor mínimo 9 mm.

1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deben tomar en consideración las disposiciones señaladas en el inciso 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con las siguientes observaciones relacionadas con las cargas vivas concentradas:

a) En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación (inciso a) de la tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 1.2 kN (120 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

b) Se considerarán sistemas de piso ligeros de madera aquellos formados por tres o más miembros a base de madera, aproximadamente paralelos y separados entre sí por no más de 813 mm, y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera adecuadamente clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

c) En el caso de sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante definidos como en la nota anterior, pero destinados a oficinas, despachos y laboratorios (inciso b) de la tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2 kN (200 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

1.9 Acciones accidentales

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Para tomar en cuenta el efecto del granizo, se deberá considerar lo señalado en el inciso i) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para el caso de los incendios, se deberán observar las provisiones señaladas en el Capítulo 10 de estas Normas.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y bambú y de los elementos de unión requeridos para formar estructuras se lleva a cabo de acuerdo con los criterios de estados límite establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, que establece los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño puede realizarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinan considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.2.1 proporciona valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de coníferas, para las clases estructurales A, B y C. La tabla 2.2.2 establece valores especificados resistencias y módulos de elasticidad para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. Las tablas 2.2.3 y 2.2.4 contienen valores especificados resistencias y módulos de elasticidad de madera de coníferas provenientes de Estados Unidos. La tabla 2.2.5 contiene valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y de rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. La tabla 2.2.6 contiene valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y de rigidez para tableros de tiras orientadas (OSB). La tabla 2.2.7 contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas. La tabla 2.2.8 contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para dos especies introducidas y una nativa de bambú aptas para la construcción. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

Tabla 2.2.1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

		Clase		
		A	B	C
Flexión	f_{fu}'	15.2 (155)	9.8 (100)	4.4 (45)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	11.3 (115)	6.9 (70)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.8 (120)	9.3 (95)	5.8 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.18 (12)	1.18 (12)	1.18 (12)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 810 (100 000)	7 850 (80 000)	6 375 (65 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	6 375 (65 000)	4 905 (50 000)	4520 (45 000)

Tabla 2.2.2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Grupo			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{fu}'	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2.0 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.5 (25)	2.0 (20)	1.5 (15)	1.0 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	16 680 (170 000)	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	6 870 (70 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	7 360 (75 000)	4 400 (45 000)

Tabla 2.2.3 Valores especificados de resistencia y módulos de elasticidad para madera de pino del sur (SYP) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm²)

		Clase Estructural			
		Selecta	No. 1	No. 2	No. 3
Flexión	f_{fu}'	13.0 (132.6)	8.3 (84.6)	6.5 (66.3)	3.8 (38.7)
Tensión paralela a la fibra	ϕ_{tu}'	7.8 (80.0)	5.2 (52.6)	4.0 (41.1)	2.5 (25.1)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.2 (114.2)	9.4 (96.0)	8.5 (86.8)	4.9 (50.3)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)

Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	11 032 (112 495)	10 342 (105 459)	9 653 (98 433)	8 274 (84 371)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	7 636 (77 866)	7 138 (72 787)	6 640 (67 709)	5 810 (59 246)

Tabla 2.2.4 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de abeto Douglas (Douglas Fir) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm^2)

		Clase Estructural			
		Selecta estructural	No. 1	No. 2	No. 3
Flexión	f_{fu}'	14.0 (142.6)	9.3 (95.1)	8.4 (85.5)	4.9 (49.9)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	9.0 (91.4)	6.0 (61.7)	4.7 (48.0)	3.4 (34.3)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	15.2 (155.4)	13.4 (137.1)	12.1 (123.4)	6.9 (70.8)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	5.6	(57.1)	--	--
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.6	(16.5)	--	--
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	13 100 (133 583)	11 721 (119 522)	11 032 (112 491)	9 653 (98 430)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	7 897 (80 527)	7 096 (72 359)	6 638 (67 689)	5 837 (59 521)

Tabla 2.2.5 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{fu}'	16.7 (170)
Tensión	f_{tu}'	14.7 (150)
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f_{tu}'	8.8 (90)
Compresión		
En el plano de las chapas	f_{cu}'	15.7 (160)
Perpendicular al plano de las chapas	f_{nu}'	2.5 (25)
Cortante		
A través del grosor	f_{vgu}'	25 (25)
En el plano de las chapas	f_{ru}'	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	10 800 (110 000)
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	490 (5 000)

Tabla 2.2.6 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de placas de madera de tiras orientadas (OSB) de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{fu}'	6.6 (65)
		2.7 (26)
Tensión	f_{tu}'	3.6 (35)
		2.7 (26)
Compresión		
En el plano de la placa	f_{cu}'	5.3 (52)
Perpendicular al plano de la placa	f_{nu}'	4.6 (45)
Cortante		
A través del grosor	f_{vgu}'	2.7 (26)
En el plano de la placa	f_{ru}'	0.4 (4)
Módulo de elasticidad promedio		
En dirección longitudinal de la placa	$E_{0.50}$	7 900 (78 000)
En dirección transversal de la placa		1 600 (16 000)
Módulo de rigidez promedio		
En dirección longitudinal de la placa	$G_{0.50}$	3 300 (32 000)
En dirección transversal de la placa		1 200 (12 000)

Los valores que se presentan para placas de OSB aplican para el diseño de placas estructurales que no presenten un sello de certificación del fabricante en el que establezca la forma de aplicación de la placa. Sin embargo, deberá garantizarse que los valores aquí presentados son aplicables al producto en uso, verificando sus valores de diseño mediante ensayos.

Si cuenta con un sello de certificación que especifique la forma de uso, ésta se deberá cumplir en lo referente a separación de apoyos en muros y sistemas de piso, entrepiso y techo.

Tabla 2.2.7 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

		Clase estructural		
		24F	20F	16F
Flexión	f_{fu}'	18.8 (190)	14.4 (145)	13.1 (135)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	15.1 (150)	9.8 (100)	6.9 (70)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	15.8 (160)	10.3 (105)	7.8 (80)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.38 (14)	1.38 (14)	1.38 (14)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 820 (100 000)	9 420 (95 000)	9 020 (90 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	7 900 (80 000)	7 400 (75 000)	6 900 (70 000)

Tabla 2.2.8 Valores especificados de resistencia en flexión y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies de latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Clase estructural			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{fu}'	40.1 (410)	31.0 (315)	22.0 (225)	12.6 (128)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	10 100 (103 000)	8000 (81500)	5800 (59100)	3660 (37300)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	7 100 (72 370)	5 800 (59 100)	4 400 (44 900)	3 080 (31 400)

Tabla 2.2.9 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de bambúes leñosos, MPa (kg/cm²)

		Guadua aculeata	Guadua angusti folia	Bambusa oldhamii
Flexión	f_{fu}'	23.2 (235)	25.6 (260)	33.7 (340)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.6 (210)	36.4 (370)	58.1 (590)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	16.9 (170)	23.7 (240)	20.4 (205)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	3.3 (30)	1.9 (18)	2.6 (25)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	18 500 (185 000)	18 500 (185 000)	20 500 (205 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	10 000 (100 000)	12 000 (122 000)	12 000 (122 000)

2.3 Factores de resistencia

La tabla 2.3.1 indica los factores de resistencia, F_R, para madera maciza, placas contrachapada y de partículas orientadas, madera laminada y bambú. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 2.3.1 Factores de resistencia, para madera maciza, placas contrachapada y de partículas, madera laminada y bambú, F_R

Acción		Madera maciza, placas contrachapadas y de partículas, bambú	Madera laminada
Flexión	f_{fu}'	0.8	0.85
Tensión paralela	f_{tu}'	0.7	0.80
Compresión paralela y en el plano de las chapas	f_{cu}'	0.7	0.85
Compresión perpendicular	f_{nu}'	0.9	0.95
Cortante			
Paralelo a la fibra y a través del espesor en el plano de las chapas	f_{vu}'	0.7	0.75

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y las deformaciones para el diseño de los miembros o uniones se toman como valores de la resistencia o del módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el modificado que resulte de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según los incisos 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada, madera laminada y bambú

K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.4.1).
K_d factor por duración de carga (tabla 2.4.2).
K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 610 mm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.
K_p factor por peralte (tabla 2.4.3). Aplicable a secciones que tengan un peralte d, menor o igual a 140 mm.
K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2).
K_r factor por recorte (inciso 3.2.4.3).
K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.4.4).
K_g factor de modificación por grietas en elementos de bambú sometidos a flexión igual a 0.8 (inciso 6.3.2).

Tabla 2.4.1 Factores de modificación por contenido de humedad, K_h (aplicables cuando CH ≥ 18 %)

Concepto	K_h
a) Madera maciza de coníferas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	1.00
b) Madera maciza de latifoliadas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.85
Módulo de elasticidad	1.00
c) Madera contrachapada y tableros de tiras orientadas, OSB	
Flexión, tensión, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Compresión paralela y perpendicular a la cara	0.60
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85
d) Madera laminada	
Flexión	0.80
Tensión paralela a la fibra	0.80
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	0.83
e) bambú	
Flexión	0.90
Tensión paralela a la fibra	0.65
Compresión paralela a la fibra	0.85
Cortante paralelo a la fibra	0.90
Módulo de elasticidad promedio	0.85

Tabla 2.4.2 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para todos los materiales estructurales del alcance de esta norma)[1], K_d

Condición de carga	K_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente ≥ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

[1] No son aplicables a los módulos de elasticidad.

Tabla 2.4.3 Factores de modificación por peralte, K_p, aplicables a secciones que tengan un peralte, d ≤ 140 mm

Concepto	K_p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50
Módulo de elasticidad	1.10

Tabla 2.4.4 Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo[1], K_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana, mm	K_a
15 o menor	1.80
25	1.40
40	1.25
50	1.20
75	1.15
100	1.10
150 o mayor	1.00

[1] Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

2.4.2 Factores de modificación para uniones

J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.4.5).
J_g factor por grupo de conectores para pernos y pijas (tabla 2.4.6).
J_d factor por duración de carga (tabla 2.4.7).
J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.4.8).
J_{di} factor para clavos para diafragmas igual a 1.3.
J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.4.9).
J_a factor para clavos lanceros (tabla 2.4.10).
J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6.
J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.4.11).
J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.4.12).

Tabla 2.4.5 Factor de modificación por contenido de humedad en uniones, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la unión	Seca CH ≤ 18 %		Húmeda CH > 18 %	
Condición de servicio	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular y pijas en extracción	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera y bambú

Siguiendo los criterios del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

a) Q = 3.0 para diafragmas construidos con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 8 de estas Normas;

b) Q = 2.0 para diafragmas construidos con duelas inclinadas y para sistemas de muros con duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza; y

c) Q = 1.5 para marcos y armaduras de madera maciza.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método de análisis estático indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo calculando los valores de las fuerzas de cortante con los métodos descritos en las secciones 7.2 y 7.3 de dichas Normas. Las fuerzas sísmicas podrán reducirse si se cumplen los criterios señalados en las secciones 3.4 y 3.5 de las citadas Normas.

2.6 Encharcamiento en techos planos

Cada porción del techo debe diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella cuando el sistema de drenaje no funcione correctamente.

Tabla 2.4.7 Factor de modificación por duración de carga en uniones, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5 %)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente ≥ 5 %)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

Tabla 2.4.6 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas[1], J_g

a) Para piezas laterales de madera									
Relación de áreas[2]	La menor de Am o As, mm² (cm²)		Número de conectores de una hilera						
			2	3	4	5	6	7	8
0.5	8 000	-80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	8,000	-80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
b) Para piezas laterales metálicas									
	Am, mm² (cm²)		2	3	4	5	6	7	8
	16 000 a 26 000	(160 a 260)	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	26 000 a 42 000	(260 a 420)	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	42 000 a 76 000	(420 a 760)	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	76 000 a 130 000	(760 a 1 300)	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	mayor que 130 000	(mayor que 1 300)	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

[1] Interpolar para valores intermedios;
[2] Relación de áreas Am/As o As/Am, la que resulte menor, donde:
A_m Área bruta del miembro principal; y
A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales.

Tabla 2.4.8 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas[1]	≥ 3.5D	1.00
	2.0D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas	1.50	

[1] Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde **D** es el diámetro de la pija.

Tabla 2.4.9 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral[1]	J_{gc}
1/3	1.00
1/6	0.50

[1] Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde **l** es el diámetro de la pija.

Tabla 2.4.10 Factor de modificación para clavos lanceros, J_a

Condición de carga	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

Tabla 2.4.11 Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas, J_n

Diámetro de la pija, mm	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

Tabla 2.4.12 Factor de modificación por doblado de la punta de clavos, J_{dp}

Condición	J_{dp}
Cortante simple	1.6
Cortante doble[1]	2.0

[1] Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

El valor de la resistencia para diseñar elementos sujetos a tensión paralela a la fibra se obtiene con la expresión

$$T_R = F_R \; f_{tu} A_n \qquad (3.1.1)$$

donde:

$f_{tu} = f_{tu}' \; K_h \; K_d \; K_c \; K_p$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1)

A_n = área neta; y

F_R = factor de resistencia, igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

El área neta se define como la que resulta de restar de la sección bruta el área proyectada del material eliminado por horadaciones para pernos u otros fines. En miembros de madera con perforaciones en tresbolillo para pernos o pijas se consideran en la sección crítica analizada las perforaciones adyacentes cuya separación sea igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

El claro de diseño para vigas simplemente apoyadas se toma como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en el inciso 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se mide desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte (Fig. 3.2.1).

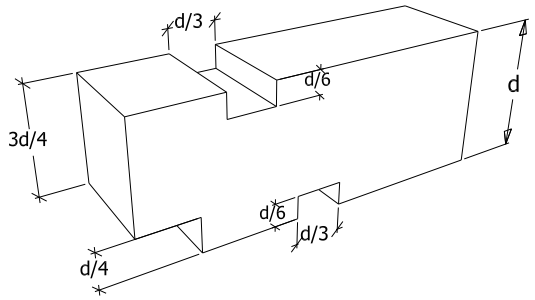


Figura 3.2.1 Recortes permitidos en elementos a flexión

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_R, de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R \; f_{fu} \, S \phi \qquad (3.2.1)$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' \, K_h \, K_d \, K_c \, K_p$, (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

S módulo de sección;

ϕ factor de estabilidad lateral según el inciso 3.2.3; y

F_R se tomará igual a 0.8 (tabla 2.3.1).

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ, puede tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 debe proporcionarse soporte lateral en los apoyos, de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el

valor de ϕ se determina de acuerdo con el inciso 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.2.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ. Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

Tabla 3.2.1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse ϕ = 1

	Condición de soporte lateral[1]	Relación máxima d/b
a)	Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b)	Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	5.0
c)	Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamiento ≤ 610 mm	6.5
d)	Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrostramiento lateral a distancias no superiores a 8d	7.5
e)	Cuando la cara de compresión como la de tensión se mantenga eficazmente soportada lateralmente	9.0

[1] En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga.

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

a) Longitud sin soporte lateral, $\mathbf{L_u}$

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, $\mathbf{L_u}$, se toma como la distancia centro a centro entre apoyos; en voladizos, se toma como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, $\mathbf{L_u}$, se toma como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, $\mathbf{L_u}$ puede tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral debe estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

b) Factor de esbeltez, $\mathbf{C_s}$

El factor de esbeltez, $\mathbf{C_s}$, se determina con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \qquad (3.2.3)$$

donde:

L_a longitud sin soporte lateral, en mm, evaluada según tabla 3.2.2.
L_u Lu (La)

c) Determinación del factor de estabilidad lateral, $\boldsymbol{\phi}$

El valor del factor de estabilidad lateral, $\boldsymbol{\phi}$, se determina con la expresión:

$$\phi = \frac{1+\left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1+\left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{0.95}} \qquad (3.2.4)$$

donde:

$$f_{f,E} = \frac{C_{f\,E} * E_{0.05}}{C_S^2}$$

C_{fE} = 0.439 para madera aserrada

= 0.610 para madera laminada

No se admiten vigas cuyo factor de esbeltez, $\mathbf{C_s}$, sea superior a 50.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se toma a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, $\mathbf{V_R}$, en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} bd}{1.5} \qquad (3.2.7)$$

donde:

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1); y

$\mathbf{F_R}$ se toma igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

Puede considerarse $\mathbf{K_v}$ = 2 en los siguientes casos:

a) En las secciones críticas de apoyos continuos; y

b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $\mathbf{K_v}$ = 1.0.

Tabla. 3.2.2. Longitudes efectivas para cálculo de estabilidad lateral en vigas

Condición de carga	Soporte lateral en el punto de carga	Longitud efectiva, La
Vigas con un solo claro		
Carga uniformemente distribuida	No	Lu = 1.63La + 3d
Carga concentrada al centro	No	Lu = 1.37La + 3d
	Sí	Lu = 1.11La
Dos carga concentradas iguales @ 1/3 del claro	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.68La
Tres cargas concentradas @ 1/4 del claro	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.54La
Cuatro cargas concentradas @ 1/5 del claro	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.68La
Cinco cargas concentradas @ 1/6 del claro	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.73La
Seis cargas concentradas @ 1/7 del claro	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.78La

Siete cargas concentradas @ 1/8 del claro	No Sí	1.84La < Lu < 2.06La Lu = 1.84La
Ocho o más cargas concentradas @ separaciones iguales	No Sí	1.84La < Lu < 2.06La Lu = 1.84La
Momentos iguales en los extremos (rotación opuesta)	-	Lu = 1.84La
Momentos iguales en los extremos (rotación igual)	-	1.84La < Lu < 2.06La
Vigas en voladizo		
Carga uniformemente distribuida	No	Lu = 0.90La + 3d
Carga concentrada en el extremo libre	No	Lu = 1.44La + 3d

Para cualquier condición de carga no considera en esta tabla, se tomará la condición más desfavorable:
1.84La < Lu < 2.06La

3.2.4.3 Factor de recorte, $\mathbf{K_r}$

El factor de recorte, $\mathbf{K_r}$, se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \tag{3.2.8}$$

b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \tag{3.2.9}$$

c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \tag{3.2.10}$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

Toda columna debe dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deben satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{f_{fu}\left[1 - \left(\frac{f_{uc}}{f_{c,E}}\right)\right]} \leq 1 \tag{3.3.1}$$

donde:

f_{uc} = esfuerzo de compresión último actuante = P_u/A;
f_{cu} = valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables excepto Ke, MPa (kg/cm²)

f_{cr} = $f_{cu}' K_h K_d K_e K_p$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
f_{uf} = esfuerzo de flexión último actuante

$$f_{c,E} = \frac{K_{cE} E_{0.05}}{\left(\frac{L_e}{d}\right)^2}$$

K_{cE} = 0,822 para madera aserrada, postes con sección transversal circular y elementos de bambú
= 0.855 para madera laminada
K_e = factor de estabilidad de columnas calculado como sigue:

$$K_e = \frac{1+\left(\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1+\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}}{2c}\right]^2 - \frac{\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}}{c}}$$

c = 0.7 para elementos de bambú
c = 0.8 para madera aserrada
c = 0.85 para postes con sección transversal circular
c = 0.9 para madera laminada

Cuando un miembro en compresión está soportado completamente a lo largo de su longitud para prevenir el desplazamiento lateral en todas direcciones, K_e = 1.0.

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se toman en cuenta a través del factor de estabilidad de columnas, de acuerdo con lo previsto en el inciso 3.3.2. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considera de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, $\mathbf{L_u}$, de miembros bajo compresión se toma como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también debe ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionan considerando una longitud efectiva, $\mathbf{L_e = k\, L_u}$ Para miembros bajo compresión, arriostrados contra desplazamientos laterales se toma k = 1.0, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, k se determina por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$$\frac{k\, L_u}{r} \leq 40$$

donde:

r radio de giro mínimo de la sección.

b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$$\frac{k\, L_u}{r} \leq 60 - 20\frac{M_1}{M_2}$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado;
M_1 momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble; y
M_2 momento mayor y siempre se considera positivo.

c) No se admiten valores de **k** $\mathbf{L_u/r}$ superiores a 120.

3.3.4 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores

a) La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial; o

b) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.5 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \tag{3.3.2}$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considera que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso 3.3.6.

3.3.6 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplifica multiplicando por **δ**, calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{\left(1-\dfrac{f_{uc}}{f_{c,Ex}}\right) f_{fu}} + \frac{f_{fy}}{\left[1-\dfrac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} - \left(\dfrac{f_{uf}}{f_{f,E}}\right)^2\right] f_{fu}} \leq 1.0 \tag{3.3.3}$$

y $$\frac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} + \left(\frac{f_{uf}}{f_{f,E}}\right)^2 \leq 1$$

donde:

$$f_{uc} < f_{c,Ex} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sx}^2}$$

$$f_{uc} < f_{c,Ey} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sy}^2}$$

$$f_{uf} < f_{f,E} = \frac{0.439 E_{0.05}}{C_s^2}$$

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \qquad (3.4.1)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xu}}{M_{xR}} + \frac{M_{yu}}{M_{yR}} \leq 1 \qquad (3.4.2)$$

donde:

M_{xu} momento último actuante de diseño, respecto al eje X;
M_{yu} momento último actuante de diseño, respecto al eje Y;
M_{xR} momento resistente de diseño, respecto al eje X; y
M_{yR} momento resistente de diseño, respecto al eje Y.

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra (θ = 90°)

La resistencia de diseño, $\mathbf{N_R}$, de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \, f_{nu} \, A_a \qquad (3.5.1)$$

donde:

f_{nu} = $f_{nu}' = K_h \, K_d \, K_c \, K_a$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
A_a área de la superficie de apoyo; y
F_R se toma igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 150 mm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 80 mm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento puede modificarse con el factor $\mathbf{K_a}$ de la tabla 2.4.4 (inciso 2.4.1).

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R, sobre un plano con un ángulo respecto a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} \, f_{nu}}{f_{cu} \, sen^2\theta + f_{nu} \cos^2\theta} \qquad (3.5.2)$$

donde $\mathbf{F_R}$ se toma igual a 0.9.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS A BASE DE MADERA

4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 “Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones”.

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deben ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural debe estar sujeto a criterios aprobados por la Administración. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 “Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones” (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deben ser C o D de acuerdo con esa misma norma.

En el Apéndice A se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deben ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada y las de OSB son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, $\mathbf{T_R}$, a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R\ f_{tu}\ A_1 \tag{4.3.1}$$

donde:

$f_{tu} = F_{tu}'\ K_h\ K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, $\mathbf{P_R}$, a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como

$$P_R = F_R\ f_{cu}\ A_1 \tag{4.3.2}$$

donde:

$f_{cu} = f_{cu}'\ K_h\ K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1).

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45 grados con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.5. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t, de la placa.

Para ángulos entre 0 y 45 grados con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores, puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45 grados. Para ángulos entre 45 y 90 grados puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45 grados y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, $\mathbf{M_P}$, de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R\ f_{fu}\ S_1 \tag{4.4.1}$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice A); y
F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, $\mathbf{M_Q}$, de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R\ f_{tu}\ \frac{t_p\, d^2}{6} \tag{4.4.2}$$

donde:

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice A);
d peralte del elemento; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, $\mathbf{V_{R1}}$, para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R\ \frac{Ib}{Q}\ f_{ru} \tag{4.5.1}$$

donde:

$f_{ru} = f_{ru}' K_h K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
$\frac{Ib}{Q}$ constante para cortante por flexión (Apéndice A); y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, $\mathbf{V_{R2}}$, de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R \ f_{vgu} \ A \qquad (4.5.2)$$

donde:

$f_{vgu} = f_{vgu}' \ K_h \ K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
A área total de la sección transversal de la placa; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, $\mathbf{N_R}$, se calculará como:

$$N_R = F_R \ f_{nu} \ A_a \qquad (4.5.3)$$

donde:

$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
A_a área de la superficie de apoyo; y
F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA

5.1. Consideraciones generales

Para que se puedan emplear los valores de la Tablas 2.2.7 y 2.2.8, los elementos laminados deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

a) Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos laminados deben ser sometidas a un proceso de secado previo a la fabricación, en cámaras de secado apropiadas y deben tener un contenido de humedad no mayor a 12% al momento de ser ensambladas.

b) Las láminas de madera de coníferas mexicanas deberán ser clasificadas con la Norma Mexicana NMX-C-239-2014 “Clasificación visual para madera de pino de usos estructurales”. Las láminas externas deben ser de clase “A”, las intermedias de clase “B” y las centrales pueden ser de clase “C”. Para maderas latifoliadas solamente se pueden emplear láminas con la clasificación de ´Estructural’ de la Norma NMX-C-409-1999 “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural”.

c) Las láminas se encolarán con adhesivo del tipo de uso exterior (fenol-formaldehído, resorcinol, adhesivos de poliuretano o un adhesivo equivalente).

d) Se formarán y prensarán las láminas orientadas en la dirección longitudinal, dentro de las prensas construidas para el efecto, según el elemento a fabricar, mediante presión continua de un mínimo de 10 horas a temperatura ambiente.

e) Las láminas estarán unidas en los extremos por medio de uniones dentadas (finger joint) para formar un largo continuo o con otra forma de unión que garantice una resistencia semejante.

Para el cálculo de los elementos laminados se podrán usar los valores de las propiedades geométricas del Apéndice C o los correspondientes a la configuración seleccionada.

Para condiciones o especies diferentes se deberá conseguir la autorización expresa de la Administración.

6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ

6.1 Consideraciones generales

Se aplican las ecuaciones y factores de modificación para el diseño de miembros de madera maciza (Capítulo 3) con excepción de las establecidas específicamente en este capítulo.

6.2 Miembros en tensión

En miembros de bambú no se permiten recortes adicionales a las perforaciones para pernos de conexión.

6.3 Miembros bajo cargas transversales

6.3.1 Recortes

En vigas de bambú no se permiten recortes como los utilizados en vigas rectangulares de madera.

6.3.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, $\mathbf{M_R}$, de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R \; f_{fu} \; S \tag{6.3.1}$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_g$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

K_g = 0.8 para elementos con una grieta mayor o igual al 7.5 % de la longitud total del culmo

$S = \dfrac{\pi (D_e^4 - D_t^4)}{32 \, D_e}$, módulo de sección de la sección circular hueca

F_R se tomará igual a 0.8 (tabla 2.3.1).

6.3.3 Estabilidad lateral

6.3.3.1 Requisitos generales

Para vigas formadas por varios tallos de bambú no se pueden considerar como secciones compuestas porque hasta el momento no hay conexiones que transmitan con eficiencia esfuerzos cortantes horizontales debidos a la flexión, por lo tanto, el armado no necesariamente se puede hacer con culmos apilados verticalmente.

6.3.4 Resistencia a cortante

6.3.4.1 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, $\mathbf{V_R}$, en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R \; \pi \; f_{vu} \; (D_e^4 - D_i^4)}{4 \, (D_e + D_i)^2} \tag{6.3.2}$$

donde:

D_e Diámetro exterior del culmo

D_i Diámetro exterior del culmo

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c$ (sección 2.4 e inciso 2.4.1); y

F_R se toma igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

6.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

6.4.1 Requisito general

Los miembros de bambú sujetos a compresión uniaxial deben satisfacer los requerimientos de la sección 3.3.1.

6.5 Compresión o aplastamiento actuando en un ángulo θ respecto al eje del culmo diferente a 0°

Cuando los miembros de bambú sean sometidos a cargas de compresión perpendiculares al culmo no hay método de diseño y se requiere que se garantice la resistencia mayor a la solicitación rellenado el culmo con mortero o cualquier otro material con resistencia en compresión mayor a la del mortero.

7. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

a) Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.

b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 5 mm o el claro entre 480 + 3 mm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en la sección 4.1 de las Normas Técnicas Complementaras sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $\mathbf{E_{0.50}}$. Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.75, si la madera se instala en condición seca (CH ≤ 18 por ciento) y por 2.0, si se instala en condición húmeda (CH > 18 por ciento).

7.1 Madera maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

7.2 Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.2.5 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 5.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice A.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla A.1 del Apéndice A para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

8. ELEMENTOS DE UNIÓN

8.1 Consideraciones generales

8.1.1 Alcance

Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

8.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con el inciso 3.2.4, se calculará con base en la dimensión $\mathbf{d_e}$ en lugar de **d**. La dimensión $\mathbf{d_e}$ se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

8.2 Clavos

8.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la norma NMX-B-505-CANACERO- 2011 "Clavos – Especificaciones y Métodos de prueba".

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

8.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, $\mathbf{t_1}$, deberá ser igual a por lo menos un sexto de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor $\mathbf{J_{gc}}$.

8.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con el inciso 8.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 8.2.3.2.

8.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, $\mathbf{N_{ru}}$, deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R \; N_u \; n \qquad (8.2.1)$$

donde:

N_u = $N_u' \, J_h \; J_d \; J_{gc} \; J_a \; J_{dp} \; J_p \; J_{di}$ (inciso 2.4.2);

N_u' valor especificado de resistencia por clavo, se calcula utilizando las ecuaciones:

Nu' = $50.53D^{2.01}$, para coníferas de origen nacional y extranjero (especies definidas en Tablas 2.2.3 y 2.2.4)
Nu' = $88.07\ D^{1.97}$, para Grupo I de latifoliadas
Nu' = $80.16\ D^{1.96}$, para Grupo II de latifoliadas
Nu' = $81.97\ D^{1.82}$, para Grupo III de latifoliadas
Nu' = $53.94\ D^{1.83}$, para Grupo IV de latifoliadas

D diámetro real del clavo, mm
n número de clavos; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

8.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, $\mathbf{T_r}$, se calculará con la expresión

$$T_r = 0.10\, N_{ru} \qquad (8.2.2)$$

donde:

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 8.2.4.

8.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia de diseño bajo cargas laterales de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, $\mathbf{N_{ru}}$, deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 8.2.3.1 utilizando el valor de $\mathbf{N_u'}$ especificado en la tabla 8.2.1.

Tabla 8.2.1 Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, Nu'

	Grosor del contrachapado mm	Longitud del clavo, l mm	plg	Nu' N (kg)
a)	Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
	9	51	2	392 (40)
	13, 16	64	2.5	491 (50)
	19, 21	76	3	589 (60)
b)	Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
	9	51	2	441 (45)
	13, 16	64	2.5	540 (55)
	19, 21	76	3	638 (65)

8.3 Pernos y pijas

8.3.1 Requisitos comunes

8.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracciones han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

8.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

8.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

a) Uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga; o

b) Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

8.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 8.3.2. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área

de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según la sección 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

8.3.2 Requisitos particulares para pernos

8.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-47-CANACERO-1990 “Tornillos con cabeza hexagonal”.

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

8.3.2.2 Grosores efectivos de las piezas

a) Piezas laterales de madera

1) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor del grosor de las piezas.

2) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.

3) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

b) Piezas laterales metálicas.

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 3 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

8.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

En las figuras 8.3.1 y 8.3.2 se presentan las definiciones de las separaciones especificadas en este capítulo.

a) Espaciamiento entre pernos de una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

Tabla 8.2.2 Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos y pijas

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D, m	Diámetro o lado de la rondana D_O, mm	Grosor t_O, mm
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas a tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzca esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	70	6
		22.2	85	8

Rondana de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

1) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos (Fig. 8.3.3).

2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros (Fig. 8.3.4).

b) Espaciamiento entre hileras de pernos

1) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno (Fig. 8.3.3).

2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente (Fig. 8.3.4).

3) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 125 mm.

c) Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

1) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos III y IV y de coníferas en tensión (Fig. 8.3.3).

2) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión (Fig. 8.3.3).

3) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o 50 mm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo (Fig. 8.3.4).

d) Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos (Fig. 8.3.3 y 8.3.4).

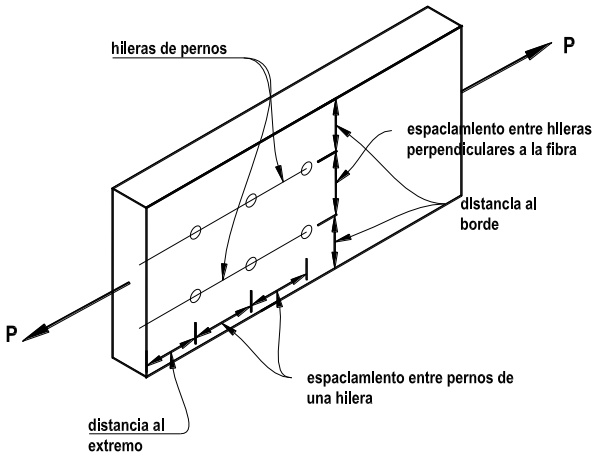


Figura 8.3.1. Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas paralelas a la fibra.

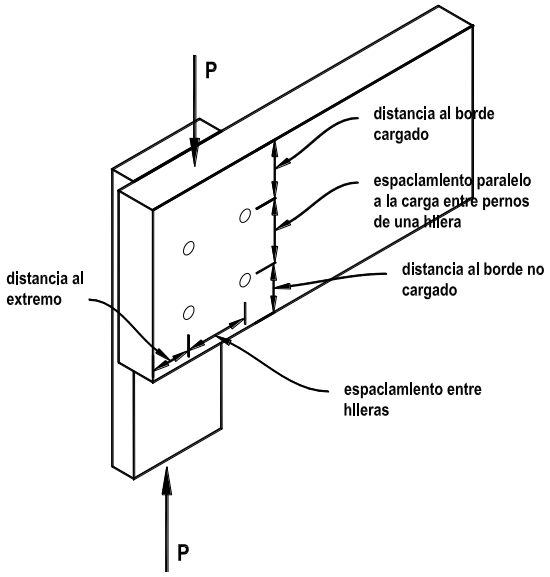


Figura 8.3.2 Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas perpendiculares a la fibra.

8.3.3 Resistencia de uniones con pernos

8.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, $\mathbf{P_{ru}}$, $\mathbf{Q_{ru}}$ o $\mathbf{N_{ru}}$, deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

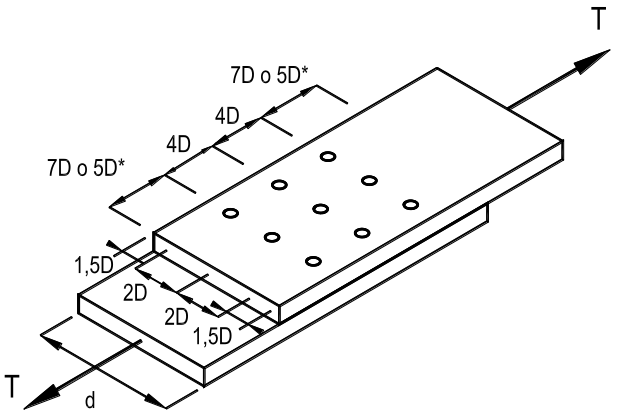


Figura 8.3.3 Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas paralelas a la fibra.

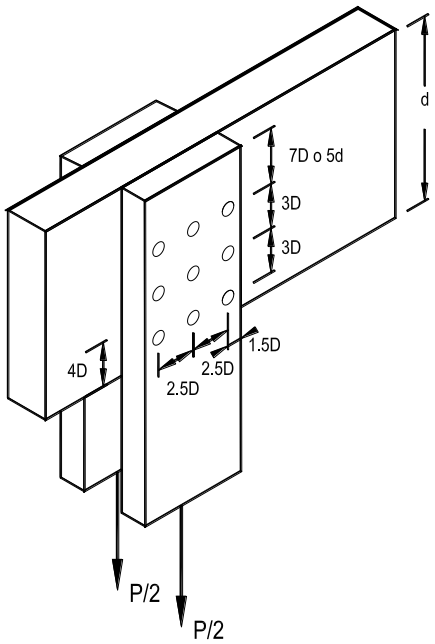


Figura 8.3.4 Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas perpendiculares a la fibra.

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R\, n_p\, P_{pu}\, n \tag{8.3.1}$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R\, n_p\, Q_{pu}\, n \tag{8.3.2}$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru}\, sen^2\theta + Q_{ru}\, cos^2\theta} \tag{8.3.3}$$

donde:

n_p número de planos de cortante;
P_{pu} = $P_{pu}'\, J_h\ J_g\ J_d$ (inciso 2.4.2);
Q_{pu} = $Q_{pu}'\, J_h\ J_g\ J_d$ (inciso 2.4.2);
P_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 8.3.1);
Q_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 8.3.2);
n número de pernos en un grupo; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

8.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

8.3.4 Requisitos particulares para pijas

8.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-122-CANACERO "Tornillos, birlos y sujetadores rosados externamente de acero aleado, templados y revenidos".

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

8.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

a) Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

1) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.

2) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas de los grupos III y IV y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

b) Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

c) Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el inciso 8.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

8.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

Tabla 8.3.1 Valores de P_{pu}' por plano de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas		Latifoliadas							
				Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
6,4	38	1432	146	2001	204	1785	182	1177	120	981	100
	64	1815	185	2305	235	2119	216	1462	149	1167	119
	87	1815	185	2305	235	2119	216	1560	159	1344	137
	mayor que 140	1815	185	2305	235	2119	216	1560	159	1344	137
9,5	38	2727	278	3816	389	3463	353	2021	206	1501	153
	64	3306	337	4719	481	4169	425	2688	274	2227	227
	87	3875	395	5072	517	4679	477	3071	313	2472	252
	mayor que 140	3993	407	5072	517	4679	477	3443	351	2972	303
12,7	38	3640	371	5866	598	4993	509	2698	275	2011	205
	64	5366	547	7348	749	6583	671	4483	457	3384	345
	87	5955	607	8518	868	7514	766	4836	493	4002	408
	140	7142	728	9064	924	8358	852	6092	621	4827	492

	mayor que 190	7142	728	9064	924	8358	852	6151	627	5307	541
15,9	38	4562	465	7348	749	6249	637	3384	345	2521	257
	64	7681	783	10713	1092	9702	989	5690	580	4238	432
	87	8603	877	11909	1214	10624	1083	7142	728	5768	588
	140	10595	1080	14205	1448	13096	1335	8417	858	6808	694
	190	11193	1141	14205	1448	13096	1335	9633	982	7917	807
	mayor que 240	11193	1141	14205	1448	13096	1335	9633	982	8319	848
19,1	38	5474	558	8819	899	7505	765	4061	414	3021	308
	64	9221	940	14852	1514	12645	1289	6838	697	5101	520
	87	11880	1211	16020	1633	14431	1471	9300	948	6926	706
	140	13881	1415	20061	2045	17638	1798	11213	1143	9212	939
	190	16147	1646	20493	2089	18904	1927	12959	1321	10359	1056
	240	16147	1646	20493	2089	18904	1927	13901	1417	11782	1201
	mayor que 290	16147	1646	20493	2089	18904	1927	13901	1417	12007	1224
22,2	38	6367	649	10251	1045	8721	889	4719	481	3522	359
	64	10722	1093	17266	1760	14695	1498	7946	810	5925	604
	87	14568	1485	20748	2115	18816	1918	10811	1102	8054	821
	140	17589	1793	24868	2535	22033	2246	14411	1469	11998	1223
	190	20326	2072	27684	2822	25535	2603	16187	1650	13116	1337
	240	21817	2224	27684	2822	25535	2603	18394	1875	14597	1488
	mayor que 290	21817	2224	27684	2822	25535	2603	18786	1915	16216	1653
25,4	38	7279	742	11733	1196	9987	1018	5405	551	5925	604
	64	12263	1250	19757	2014	16814	1714	9094	927	6779	691
	87	16667	1699	26448	2696	22857	2330	12361	1260	9212	939
	140	21994	2242	30499	3109	27193	2772	18237	1859	14823	1511
	190	24790	2527	35914	3661	31569	3218	19993	2038	16393	1671
	240	28214	2876	36248	3695	33432	3408	22288	2272	17893	1824
	mayor que 290	28557	2911	36248	3695	33432	3408	24594	2507	19689	2007

Tabla 8.3.2 Valores de Qpu' por plano de cortante para cargas perpendiculares a la fibra con piezas laterales de madera o metal en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas		Latifoliadas							
				Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
6,4	38	804	82	1226	125	1059	108	579	59	481	49
	64	1226	125	1628	166	1501	153	853	87	706	72
	87	1285	131	1628	166	1501	153	1059	108	952	97
	mayor que 140	1285	131	1628	166	1501	153	1059	108	952	97
9,5	38	1285	131	2021	206	1756	179	873	89	706	72
	64	1942	198	2992	305	2580	263	1393	142	1177	120
	87	2502	255	3581	365	3306	337	1756	179	1452	148
	mayor que 140	2825	288	3581	365	3306	337	2335	238	2099	214
12,7	38	1717	175	2757	281	2345	239	1167	119	952	97
	64	2835	289	4238	432	3689	376	1962	200	1599	163

	87	3522	359	5415	552	4670	476	2521	257	2119	216
	140	5052	515	6406	653	5906	602	3659	373	3021	308
	mayor que 190	5052	515	6406	653	5906	602	4169	425	3757	383
15,9	38	2148	219	3453	352	2943	300	1462	149	1187	121
	64	3610	368	5690	580	4954	505	2462	251	2001	204
	87	4689	478	7073	721	6131	625	3345	341	2717	277
	140	6759	689	10045	1024	9084	926	4768	486	3963	404
	190	7917	807	10045	1024	9261	944	6151	627	5062	516
	mayor que 240	7917	807	10045	1024	9261	944	6533	666	5062	516
19,1	38	2580	263	4150	423	3532	360	1756	179	1422	145
	64	4336	442	6995	713	5945	606	2953	301	2403	245
	87	5896	601	8917	909	7779	793	4012	409	3267	333
	140	8682	885	12988	1324	11183	1140	5984	610	5013	511
	190	10850	1106	14489	1477	13371	1363	7593	774	6278	640
	240	11419	1164	14489	1477	13371	1363	9280	946	7632	778
	mayor que 290	11419	1164	14489	1477	13371	1363	9418	960	8486	865
22,2	38	2992	305	4827	492	4110	419	2040	208	1658	169
	64	5042	514	8123	828	6916	705	3434	350	2796	285
	87	6857	699	10899	1111	9398	958	4670	476	3796	387
	140	10094	1029	15451	1575	13342	1360	7289	743	6102	622
	190	12871	1312	19581	1996	17266	1760	9084	926	7554	770
	240	15421	1572	19581	1996	18060	1841	10997	1121	9074	925
	mayor que 290	15421	1572	19581	1996	18060	1841	12724	1297	10663	1087
25,4	38	3424	349	5523	563	4699	479	2335	238	1893	193
	64	5768	588	9300	948	7907	806	3934	401	3198	326
	87	7848	800	12635	1288	10752	1096	5337	544	4346	443
	140	12017	1225	18149	1850	15745	1605	8594	876	6985	712
	190	15078	1537	23377	2383	20111	2050	10732	1094	8986	916
	240	18335	1869	25624	2612	23642	2410	12861	1311	10663	1087
	mayor que 290	20189	2058	25624	2612	23642	2410	15088	1538	12439	1268

8.3.5 Resistencia de uniones con pijas

8.3.5.1 Resistencia a la extracción

a) Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

b) Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la ecuación 8.3.4 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = F_R \; Y_e \; l_p \; n \qquad (8.3.4)$$

donde:

$Y_e =$ $Y_e' J_h J_d J_{gp}$ (inciso 2.4.2);

Y_e'= resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración calculada con las siguientes ecuaciones de acuerdo con el tipo de madera:

Para coníferas:

$$Y_e' = -0.0601 D^2 + 9.322 D - 22.679$$

Para latifoliadas:

Grupo I:

$$Y_e' = -0.1318 D^2 + 19.566 D - 0.670$$

Grupo II:

$$Y_e' = -0.0893 D^2 + 13.557 D - 13.40$$

Grupo III:

$$Y_e' = -0.0697 D^2 + 10.16 D - 22.29$$

Grupo IV:

$$Y_e' = -0.0401 D^2 + 6.679 D - 26.77$$

donde:

Y_e' = Resistencia especificada a la extracción de pijas en N/mm
D Diámetro de la pija en mm
l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta;
n número de pijas en el grupo; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

c) Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

8.3.5.2 Resistencia lateral

a) Longitud de penetración, $\mathbf{l_p}$, para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, $\mathbf{P_{ru}}$ y $\mathbf{Q_{ru}}$ de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 8.3.3.

Tabla 8.3.3 Valores máximos de la longitud de penetración, l_p, para cálculo de resistencia lateral

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Longitud de penetración	10D	8D	9D	10D	11D

b) Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, $\mathbf{P_{ru}}$, $\mathbf{Q_{ru}}$ o $\mathbf{N_{ru}}$, deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = Fr\ A_1\ n\ Y_u \tag{8.3.5}$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru}\ J_n \tag{8.3.6}$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru}\, sen^2\theta + Q_{ru}\, cos^2\theta} \tag{8.3.7}$$

donde:

Y_u = $Y_u'\ J_n\ J_d\ J_{gp}\ J_g$ (inciso 2.4.2);
Y_u' = valor especificado (tabla 8.3.4);
J_n factor de modificación por la carga perpendicular a la fibra (tabla 2.2.20);
A_1 superficie de apoyo de la pija, igual a $D1_p$;
n número de pijas en un grupo; y
F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

Tabla 8.3.4 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas, Y_u', MPa (kg/cm²)

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Y_u'	3.0 (31)	5.3 (54)	4.1 (42)	3.2 (33)	2.5 (25)

c) Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, $\mathbf{J_{gp}}$.

8.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

8.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placas dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la norma NMX-B-009-CANACERO-1996 “Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general”.

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término “clavo” en lugar de “diente”.

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

a) Que la placa no se deforme durante su instalación;

b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera;

c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de “cola de pescado”; y

d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

8.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración.

b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique la Administración.

8.5 Uniones con bambú

Para las uniones en estructuras de bambú no se detalla un método de diseño por carecer, en el país, de datos suficientes que permitan diseñar de manera segura. Para estas estructuras se utilizan tres tipos básicos de uniones denominados P, Q y T las cuales se ilustran en las figuras 8.5.1, 8.5.2 y 8.5.3. Para su utilización en estructuras se deben tomar las precauciones pertinentes en cuanto a la calidad del material, principalmente el bambú el cual no debe presentar rajaduras, ataque de insectos ni indicios de pudrición.

Además de los tres tipos de unión anteriores se puede usar cualquier otra solución siempre y cuando se realicen ensayos para tener información mínima sobre su comportamiento y respaldar su diseño.

8.5.1 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones con bambú podrá efectuarse demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas, que deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración y deben ser autorizados por ella.

9. EJECUCIÓN DE OBRAS

9.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

Cuando la madera y el bambú se usen como elemento estructural, deberán estar exentos de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que estos hayan desaparecido al momento de usar la madera o el bambú en la construcción. No se admitirá madera ni bambú con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas o de latifoliadas que estén clasificadas para su uso estructural y el bambú que u con lo establecido en el Apéndice B.

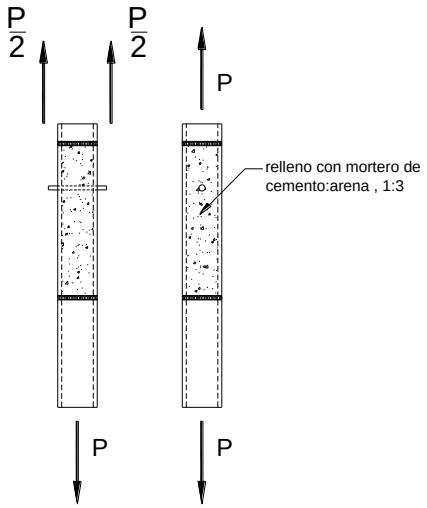


Figura 8.5.1 Unión de bambú con cargas a tensión paralelas a la fibra, tipo P.

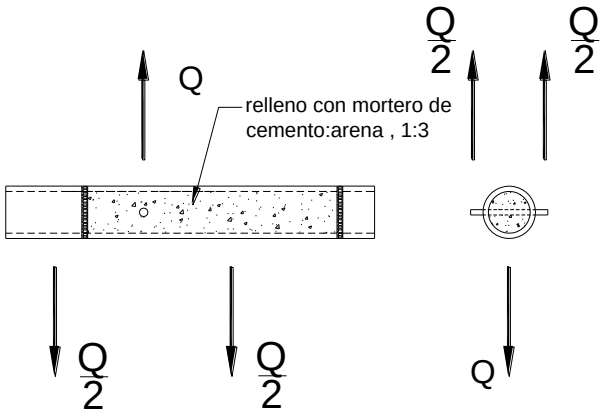


Figura 8.5.2 Unión de bambú con cargas a tensión perpendiculares a la fibra, tipo Q.

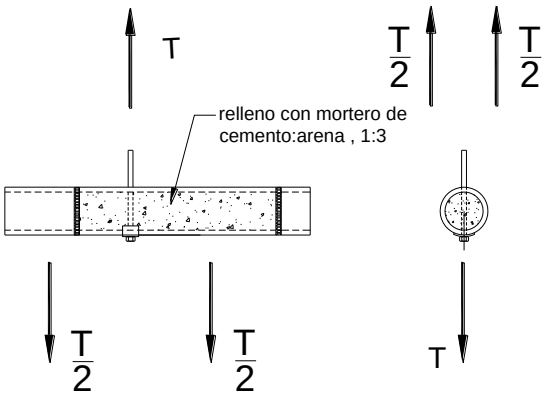


Figura 8.5.3 Unión de bambú con cargas a compresión perpendiculares a la fibra, tipo T.

9.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la norma NMX-C-239-ONNCCE-2014 “Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales”. Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse norma NMX-C-409-ONNCCE-1999 “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural”.

9.3 Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera y el bambú deberán secarse a un contenido de humedad apropiado y tan cercano como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 9.3.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada, para madera maciza de latifoliadas y para bambú, se calculan utilizando los datos de esta tabla tal como se indica al pie de la misma.

Si el contenido de humedad de la madera o el bambú excede el límite indicado en estas Normas para la madera seca (18 por ciento), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

Tabla 9.3.1 Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coniferas[1] de acuerdo con la humedad relativa y la temperatura de bulbo seco

Humedad relativa, %	Rango de temperatura del bulbo seco, grados K (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
45	273 a 313 (0 a 40)	8.3
50	273 a 313 (0 a 40)	9.1
55	273 a 313 (0 a 40)	10.0
60	273 a 313 (0 a 40)	10.8
65	273 a 313 (0 a 40)	11.8
70	273 a 313 (0 a 40)	12.9
72	273 a 313 (0 a 40)	14.2
75	273 a 313 (0 a 40)	15.8
80	273 a 313 (0 a 40)	17.8
mayor que 80	273 a 313 (0 a 40)	20.3

[1] Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2 por ciento más bajos que los dados en la tabla.

Todos los materiales que se usen estructuralmente dentro del alcance de esta norma deben ser almacenados y protegidos apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfagan los requerimientos de la clase estructural especificada.

9.4 Protección a la madera

Se cuidará que los materiales para uso estructural dentro del alcance de esta norma estén debidamente protegidos contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegérseles ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño y construcción adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-178-ONNCCE-2014 “Preservadores para madera - Clasificación y requisitos.

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la norma NMX-C-322-ONNCCE-2014 “Madera Preservada a Presión - Clasificación y Requisitos”.

9.5 Pendiente mínima de los techos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 5 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

9.6 Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro de madera aserrada deberán conformar con los requerimientos prescritos en la norma NMX-C-224-ONNCCE-2001 “Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción”. Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

9.7 Transporte y montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera, placas de madera o bambú no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

10. RESISTENCIA AL FUEGO

10.1 Medidas de protección contra fuego

10.1.1 Especificaciones de diseño en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con esta sección, deberán tomar como base las indicaciones de la norma ISO 16732-1:2012: “Fire safety engineering - Fire risk assessment - Part 1: General”.

10.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la norma NMX-C-307-ONNCCE-2009 “Resistencia al fuego de elementos y componentes”.

10.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la norma ISO/TS 3814:2014 Standard tests for measuring reaction-to-fire of products and materials - Their development and application”.

10.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

10.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la norma NMX-C-307-ONNCCE-2009 “Resistencia al fuego de elementos y componentes”, pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

10.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que, como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

APÉNDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.

A.1. Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla A.3 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos de la sección 4.1 de las mismas.

A.2. Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección incluidas en la tabla A.3 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la tabla A.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Tabla A.1 Valores de C para obtener las propiedades efectivas de las placas de madera contrachapada

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

Tabla A.2 Límites en grosores de chapas

1) Grosor mínimo de chapa	2.5 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2) Grosor máximo de chapas exteriores	3.2 mm (excepto como se indica en 7)
3) Grosor máximo de chapas interiores	6.4 mm
4) Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.1 mm
5) Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.6 mm
6) Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.6 mm
7) Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor	4.0 mm

APÉNDICE B – CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL.

B.1. Alcance

El bambú para fines estructurales debe cumplir con un mínimo de requisitos de calidad para garantizar la seguridad de las construcciones.

Se puede usar cualquier especie de las presentadas en la tabla 2.9 que son aquellas para las que se han obtenido valores de diseño resultados de experimentos con muestras nacionales, para cualquier otra especie que no aparezca en la tabla, sus valores de diseño deberán determinarse experimentalmente con una base estadística robusta y de acuerdo con lo establecido en normas internacionales para ensayos con este material.

B.2. Especificaciones para bambú de uso estructural

a) La edad del bambú estructural debe ser entre 4 y 6 años o la edad que aplique en particular para cada especie.

b) Los culmos no deberán tener una desviación longitudinal (arqueamiento) mayor a 0.33 % de la longitud del elemento.

c) Las piezas de bambú no deberán presentar una conicidad mayor a 1%.

d) La suma total de las grietas, considerándose estás como separaciones de las fibras en todo el grosor de la pared del culmo, en el elemento no deberá exceder el 50 % de la longitud total del mismo.

e) La longitud total permisible de la grieta más larga no debe ser mayor del 30 %.

g) Los miembros con grietas permitidas deben colocarse de manera tal que las grietas estén en las zonas a compresión o a tensión, pero nunca en el eje neutro, en los puntos en donde se presente el cortante máximo.

APÉNDICE C – PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS.

Tabla A.3 Grosores de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir

a) Propiedades de la sección por un metro de ancho cuando las chapas exteriores son paralelas al esfuerzo

Grosor nominal	Número de chapas	Grosor de las chapas			Grosor neto	Grosor efectivo	Área efectiva	Módulo de sección efectivo	Momento de inercia efectivo	Constante para cortante por flexión
		Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros	T	t_p	A_1	S_1	I_1	I b/Q
mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm² (cm²)	mm³ (cm³)	mm^4 (cm^4)	mm² (cm²)
9	3	3.18	2.54	—	8.10	4.3	4 286 (42.86)	8 570 (8.57)	32 000 (3.20)	5 611 (56.11)
9	3	3.18	3.18	—	8.74	5.6	5 566 (55.66)	12 140 (12.14)	53 100 (5.31)	6 396 (63.96)
9	5	3.18	1.59	2.54	8.10	4.9	4 926 (49.26)	7 440 (7.44)	30 200 (3.02)	6 117 (61.17)
9	3	2.12	2.12	1.59	9.27	5.0	5 036 (50.36)	10 850 (10.85)	50 300 (5.03)	7 377 (73.77)
12	5	3.18	6.35	—	11.90	5.6	5 566 (55.66)	20 080 (20.08)	119 700 (11.97)	9 416 (94.16)
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	5.9	5 874 (58.74)	15 550 (15.55)	85 200 (8.52)	8 730 (87.30)
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	6.8	6 826 (68.26)	15 960 (15.96)	88 300 (8.83)	8 519 (85.19)
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	7.2	7 156 (71.56)	18 810 (18.81)	107 200 (10.72)	8 711 (87.11)
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	8.3	8 256 (82.56)	23 750 (23.75)	173 600 (17.36)	11 318 (113.18)
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	6.8	6 826 (68.26)	23 530 (23.53)	173 700 (17.37)	12 123 (121.23)
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	7.2	7 156 (71.56)	28 470 (28.47)	214 900 (21.49)	12 315 (123.15)
16	5	3.18	3.97	3.18	15.08	8.7	8 746 (87.46)	28 810 (28.81)	217 600 (21.76)	11 818 (118.18)
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	11.1	11 116 (111.16)	46 290 (46.29)	441 100 (44.11)	14 886 (148.86)
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	10.6	10 646 (106.46)	36 960 (36.96)	337 600 (33.76)	14 886 (148.86)
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	9.4	9 366 (93.66)	36 710 (36.71)	347 000 (34.70)	13 756 (137.56)
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	11.9	11 926 (119.26)	46 250 (46.25)	452 000 (45.20)	13 941 (139.41)
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	9.8	9 846 (98.46)	37 740 (37.74)	395 600 (39.56)	16 461 (164.61)
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	11.9	11 916 (119.16)	47 500 (47.50)	509 100 (50.91)	16 424 (164.24)
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	13.5	15 306 (153.06)	53 620 (53.62)	566 400 (56.64)	14 731 (147.31)
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	9.4	9 366 (93.66)	42 340 (42.34)	450 500 (45.05)	15 657 (156.57)
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	11.9	11 916 (119.16)	55 920 (55.92)	688 300 (68.83)	14 930 (194.30)
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	10.6	10 646 (106.46)	57 230 (57.23)	663 400 (66.34)	17 913 (179.13)
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	11.9	11 926 (119.26)	59 320 (59.32)	707 000 (70.70)	17 386 (173.86)
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	15.1	15 086 (150.86)	67 860 (67.86)	835 500 (83.55)	16 951 (169.51)

Tabla A.3 (cont.) Grosores de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir

b) Propiedades de la sección por un metro de ancho cuando las chapas exteriores son perpendiculares al esfuerzo

Grosor nominal	Número de chapas	Grosor de las chapas			Grosor neto T	Grosor efectivo t_p	Área efectiva	Módulo de Sección efectivo	Momento de inercia efectivo	Constante para cortante por flexión
		Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros			A_1	S_1	I_1	I b/Q
mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm² (cm²)	mm³ (cm³)	Mm^4 (cm^4)	mm² (cm²)
9	3	3.18	2.54	—	8.10	1.7	1 746 (17.46)	1 520 (1.52)	700 (0.07)	—
9	3	3.18	3.18	—	8.74	2.4	2 386 (23.86)	2 850 (2.85)	1 700 (0.17)	—
9	5	3.18	1.59	2.54	8.10	2.4	2 386 (23.86)	4 190 (4.19)	10 300 (1.03)	4 632 (46.32)
9	3	2.12	2.12	1.59	9.27	3.4	3 446 (34.46)	4 910 (4.91)	12 400 (1.24)	4 334 (43.34)
12	5	3.18	6.35	—	11.90	5.6	5 555 (55.55)	15 430 (15.43)	21 400 (2.14)	—
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	4.3	4 286 (42.86)	6 770 (6.77)	19 900 (1.99)	4 972 (49.72)
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	3.4	3 446 (34.46)	5 520 (5.52)	19 800 (1.98)	5 394 (53.94)
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	3.4	3 446 (34.46)	4 910 (4.91)	12 400 (1.24)	4 334 (43.34)
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	5.6	5 566 (55.66)	16 880 (16.88)	80 500 (8.05)	8 563 (85.63)
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	7.1	7 146 (71.46)	18 430 (18.43)	89 200 (8.92)	8 171 (81.71)
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	7.1	7 146 (71.46)	15 170 (15.17)	66 300 (6.63)	7 185 (71.85)
16	5	3.18	3.97	3.18	15.08	5.6	5 566 (55.66)	14 560 (14.56)	63 700 (6.37)	7 675 (76.75)
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	7.1	7 146 (71.46)	23 590 (23.59)	131 100 (13.11)	9 729 (97.29)
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	6.8	6 826 (68.26)	24 330 (24.33)	160 400 (16.04)	12 692 (126.92)
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	8.7	8 746 (87.46)	30 550 (30.55)	211 200 (21.12)	12 697 (126.97)
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	6.8	6 826 (68.26)	24 330 (24.33)	160 400 (16.04)	12 692 (126.92)
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	16.3	10 326 (103.26)	48 310 (48.31)	383 700 (38.37)	13 862 (138.62)
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	8.7	8 726 (87.26)	42 060 (42.06)	317 100 (31.71)	13 666 (136.66)
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	6.8	6 826 (68.26)	23 530 (23.53)	208 500 (20.85)	14 547 (145.47)
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	11.1	11 116 (111.16)	44 080 (44.08)	357 000 (35.70)	14 558 (145.58)
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	11.9	11 906 (119.06)	63 850 (63.85)	582 800 (58.28)	15 916 (159.16)
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	13.5	13 486 (134.86)	66 000 (66.00)	655 000 (65.50)	17 891 (178.91)
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	11.1	11 116 (111.16)	46 190 (4619)	429 800 (42.98)	16 031 (160.31)
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	8.7	8 746 (87.46)	44 650 (44.65)	407 900 (40.79)	17 880 (178.80)

Tabla C.1 Propiedades geométricas de vigas de madera laminada[1]

Clase estructural	Secciones						
	Ancho	Peralte	No. láminas	d/b	Área	Módulo de sección	Momento de Inercia
	b	d			A	S	Ix-xx
	mm	mm	n		mm^2x10^3	mm^3x10^3	mm^4x10^6
24F	89	225	6	2.53	20.03	737.62	82.98
		263	7	2.95	23.36	983.59	129.10
		300	8	3.37	26.70	1253.75	188.06
	114	263	7	2.30	30.06	1259.88	165.36
		300	8	2.62	34.29	1605.93	240.89
		338	9	2.95	38.58	1986.43	335.21
	140	300	8	2.15	41.91	1972.19	295.83
		338	9	2.42	47.15	2439.63	411.69
		375	10	2.68	52.39	2941.94	551.61
	165	338	9	2.04	55.72	2875.28	485.20
		375	10	2.27	61.91	3467.28	650.12
		413	11	2.50	68.10	4100.16	845.66
20F	89	225	6	2.53	20.03	733.89	81.31
		263	7	2.95	23.36	977.24	126.26
		300	8	3.37	26.70	1243.79	183.66
	114	263	7	2.30	30.06	1251.74	161.72
		300	8	2.62	34.29	1593.17	235.25
		338	9	2.95	38.58	1968.60	327.12
	140	300	8	2.15	41.91	1956.53	288.90
		338	9	2.42	47.15	2417.74	401.76
		375	10	2.68	52.39	2913.29	538.13
	165	338	9	2.04	55.72	2849.48	473.50
		375	10	2.27	61.91	3433.51	634.22
		413	11	2.50	68.10	4057.94	824.93
16F	89	225	6	2.53	20.03	724.30	77.21
		263	7	2.95	23.36	965.64	119.92
		300	8	3.37	26.70	1224.22	173.83
	114	263	7	2.30	30.06	1236.88	153.61
		300	8	2.62	34.29	1568.10	222.66
		338	9	2.95	38.58	1932.15	309.07
	140	300	8	2.15	41.91	1925.74	273.44
		338	9	2.42	47.15	2372.98	379.58
		375	10	2.68	52.39	2853.26	508.02
	165	338	9	2.04	55.72	2796.73	447.37
		375	10	2.27	61.91	3362.77	598.74
		413	11	2.50	68.10	3968.01	778.66

[1] Para otras dimensiones deben ser calculadas las propiedades geométricas de las vigas.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Figuras
1.3 Unidades
1.4 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros
1.5 Clasificación de las estructuras de mampostería
1.6 Normas aplicables

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA
2.1 Piezas
2.1.1 Tipos de pieza
2.1.1.1 Piezas macizas
2.1.1.2 Piezas huecas
2.1.2 Resistencia a compresión
2.2 Cementantes
2.2.1 Cemento hidráulico
2.2.2 Cemento de albañilería
2.2.3 Cal hidratada
2.3 Agregados pétreos
2.4 Agua de mezclado
2.5 Morteros
2.5.1 Resistencia a compresión
2.5.2 Clasificación
2.5.3 Mortero para pegar piezas
2.5.4 Morteros de relleno y concretos de relleno
2.6 Aditivos
2.7 Acero de refuerzo
2.8 Mampostería
2.8.1 Resistencia a compresión
2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero
2.8.1.3 Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I
2.8.2 Resistencia a compresión diagonal
2.8.2.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
2.8.2.2 Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I
2.8.3 Resistencia al aplastamiento
2.8.4 Resistencia a tensión
2.8.5 Módulo de elasticidad
2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería
2.8.6 Módulo de cortante
2.8.6.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO
3.1 Criterios de diseño
3.1.1 Estado límite de falla
3.1.2 Estado límite de servicio
3.1.3 Diseño por durabilidad
3.1.4 Factores de resistencia
3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial
3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano
3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante
3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales
3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales
3.1.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso
3.1.8.1 Cortante de diseño de entrepiso
3.1.8.2 Resistencia a corte de entrepiso
3.1.9 Factor de comportamiento sísmico
3.1.10 Distorsión lateral inelástica
3.1.11 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica
3.1.12 Diseño de cimentaciones
3.1.13 Diseño de sistemas de piso y techo
3.1.14 Diseño de muros sobre vigas
3.1.14.1 Revisión del esfuerzo de compresión
3.1.14.2 Revisión por desplazamientos
3.1.14.3 Peralte mínimo
3.1.14.4 Muros con aberturas
3.2 Métodos de análisis
3.2.1 Criterio general
3.2.2 Análisis por cargas verticales
3.2.2.1 Criterio básico
3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño
3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez
3.2.2.4 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales
3.2.3 Análisis por cargas laterales
3.2.3.1 Criterio básico
3.2.4 Análisis por temperatura
3.3 Detallado del refuerzo
3.3.1 General
3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo
3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal
3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal
3.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal
3.3.3.1 Distancia libre entre barras
3.3.3.2 Paquetes de barras
3.3.3.3 Espesor del mortero de relleno y refuerzo
3.3.3.4 Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda
3.3.4 Protección del acero de refuerzo
3.3.4.1 Recubrimiento en castillos y dalas
3.3.4.2 Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra
3.3.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal
3.3.5 Dobleces del refuerzo
3.3.5.1 En barras rectas
3.3.5.2 En estribos
3.3.5.3 En grapas
3.3.6 Anclaje
3.3.6.1 Requisitos generales
3.3.6.2 Barras rectas a tensión
3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados
3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero
3.3.6.5 Mallas de alambre soldado
3.3.7 Traslape de barras
3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados
3.3.7.2 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior
3.3.7.3 Traslape de mallas de alambre soldado

4. MUROS DIAFRAGMA
4.1 Alcance
4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma
4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma
4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma
4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma
4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma
4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma
4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

4.7 Volteo del muro diafragma
4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano

5. MAMPOSTERÍA CONFINADA
5.1 Alcance
5.1.1 Castillos y dalas
5.1.2 Muros con castillos internos
5.1.3 Muros con aberturas
5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros
5.2 Fuerzas y momentos de diseño
5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro
5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados
5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro
5.3.2.1 Método general de diseño
5.3.2.2 Método optativo
5.4 Resistencia a cargas laterales
5.4.1 Consideraciones generales
5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería
5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo
5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal
5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal
5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal
5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero
5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero
5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo
5.4.4.3 Diseño de la malla
5.4.5 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I
5.4.5.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería
5.4.5.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
5.4.5.3 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE
6.1 Alcance
6.1.1 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical
6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo
6.1.2.1 Refuerzo vertical
6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros
6.1.3 Mortero de relleno y concreto de relleno
6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical
6.1.5 Muros transversales
6.1.6 Muros con aberturas
6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros
6.1.8 Pretiles
6.1.9 Supervisión
6.2 Fuerzas y momentos de diseño
6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro
6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior
6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro
6.3.2.1 Método general de diseño
6.3.2.2 Método optativo
6.4 Resistencia a cargas laterales
6.4.1 Consideraciones generales
6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería
6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo
6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal
6.4.3.3 Factor de área neta del muro
6.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal
6.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal
6.4.4 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I
6.4.4.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

6.4.4.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

7. MUROS NO ESTRUCTURALES
7.1 Alcance
7.2 Diseño

8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES
8.1 Alcance
8.2 Materiales
8.2.1 Piedras
8.2.2 Morteros
8.3 Diseño
8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño
8.3.2 Determinación de la resistencia
8.4 Cimientos
8.5 Muros de contención

9. CONSTRUCCIÓN
9.1 Planos de construcción
9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales
9.2.1 Materiales
9.2.1.1 Piezas
9.2.1.2 Morteros
9.2.1.3 Concretos
9.2.2 Procedimientos de construcción
9.2.2.1 Juntas de mortero
9.2.2.2 Aparejo
9.2.2.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos
9.2.2.4 Mortero de relleno y concreto de relleno
9.2.2.5 Refuerzo
9.2.2.6 Tuberías y ductos
9.2.2.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)
9.2.2.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas
9.2.2.9 Tuberías en muros reforzados interiormente
9.2.2.10 Construcción de muros
9.2.2.11 Tolerancias
9.2.2.12 Muros no estructurales
9.2.2.13 Acabados de muros
9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales
9.3.1 Piedras
9.3.2 Mortero
9.3.3 Procedimiento constructivo
9.4 Construcción de cimentaciones

10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA
10.1 Inspección
10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería
10.1.2 Durante la construcción
10.2 Control de obra
10.2.1 Alcance
10.2.2 Muestreo y ensayes
10.2.2.1 Mortero para pegar piezas
10.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno
10.2.2.3 Mampostería
10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas
10.2.3 Criterio de aceptación
10.2.3.1 De morteros y mampostería
10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas
10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN
11.1 Evaluación

11.1.1 Necesidad de evaluación
11.1.2 Proceso de evaluación
11.1.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron
11.1.3.1 Información básica
11.1.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales
11.1.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación
11.1.4.1 Modo de comportamiento
11.1.4.2 Magnitud de daño
11.1.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación
11.1.5.1 Impacto del daño
11.1.5.2 Edificación sin daño estructural
11.1.5.3 Capacidad remanente
11.1.5.4 Cálculo de la capacidad estructural
11.1.5.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural
11.1.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación
11.1.6.1 Daño ligero
11.1.6.2 Daño mayor
11.2 Evaluación de mampostería no reforzada
11.2.1 Alcance
11.2.2 Fuerzas y momentos para revisión
11.2.3 Resistencia a compresión
11.2.4 Resistencia a flexocompresión
11.2.5 Resistencia a cargas laterales
11.3 Rehabilitación
11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición
11.3.1.1 Control del acceso
11.3.1.2 Rehabilitación temporal
11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación
11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos
11.3.3 Reparación de elementos
11.3.3.1 Alcance
11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados
11.3.3.3 Reparación de grietas
11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión
11.3.4 Refuerzo
11.3.4.1 Generalidades
11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería
11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado
11.3.4.4 Adición o retiro de muros
11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO
A.1 Definiciones
A.2 Notación
A.3 Alcance
A.4 Criterio de diseño de los especímenes
A.5 Especímenes de pruebas
A.6 Laboratorio
A.7 Protocolo de ensayo
A.8 Informe de pruebas
A.9 Criterio de aceptación

APÉNDICE NORMATIVO B. MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA
B.1 Modelos con columna ancha
B.2 Modelos con elementos finitos

APÉNDICE NORMATIVO C. GLOSARIO
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

NOTACIÓN

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, mm² (cm²)

A_{sc} área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dalas colocada a una separación s, mm² (cm²)

A_{sh} área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h, mm² (cm²)

A_{st} área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación s, necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, mm² (cm²)

A_{sv} área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v, mm² (cm²)

A_T área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, mm² (cm²)

a L/L_v, longitud del muro que se desplanta en una viga entre la longitud de la viga

b longitud de apoyo de una losa soportada por el muro, mm (cm)

b_c dimensión del castillo o dala perpendicular al plano del muro, mm (cm)

b_d ancho de la diagonal equivalente en muros diafragma, mm (cm)

b_v ancho de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)

c posición de un muro que se desplanta sobre una viga con respecto al centro de dicha viga, mm (cm)

c_j coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería

c_{max} posición de un muro que se desplanta en una viga, de modo que uno de sus bordes coincida con el extremo de la viga, mm (cm)

c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas

c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería

c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima, mm (cm)

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, mm (cm)

d_b diámetro de barras de refuerzo, mm (cm)

E_c módulo de elasticidad del concreto, MPa (kg/cm^2)

E_f módulo de elasticidad del material del marco, MPa (kg/cm^2)

E_m módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm²)

E_s módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, MPa (kg/cm²)

e excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, mm (cm)

e_c excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, mm (cm)

e' excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)

F_{CE} factor de concentración de esfuerzos en los extremos de un muro que desplanta sobre una viga

F_E factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

F_R factor de resistencia

f factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro para calcular la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.

f_{an} cociente entre área neta y el área bruta de las piezas

f_{nm} cociente entre el área neta y área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas.

f_{CM} esfuerzo de compresión máximo en el extremo de un muro desplantado sobre una viga, MPa (kg/cm^2)

f'_c resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm²)

f_I	factor de corrección del momento de inercia de una viga que soporta un muro
$\overline{f_j}$	resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm²)
f_j'	resistencia a compresión para diseño del mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm²)
$\overline{f_m}$	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm²)
f_m'	resistencia a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm²)
$\overline{f_p}$	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm²)
f_p'	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm²)
f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm²)
f_{yh}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm²)
G_m	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm²)
H	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
H_0	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una separación menor, mm (cm)
H_k	longitud característica de un muro, mm (cm)
h_c	dimensión de la sección del castillo o dala que confina a un muro, paralela al plano del mismo, mm (cm)
h_j	espesor de la junta de mortero de pega, mm (cm)
h_v	peralte de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
I	momento de inercia de una sección bruta, mm^4 (cm^4)
K	relación de rigideces entre un muro y la viga de soporte
k	factor de altura efectiva del muro
k_c	ajuste al factor de concentración de esfuerzos en función de la posición del muro en la viga de apoyo
k_f	rigidez a flexión de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
k_v	rigidez a cortante de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
k_0	factor para determinar la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la relación de aspecto
k_1	factor de reducción de la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la cuantía de refuerzo
L	longitud efectiva del muro, mm (cm)
L'	separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo de barras a tensión de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mm (cm)
L_{dh}	longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez, mm (cm)
L_v	longitud de la viga que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
l_d	longitud de la diagonal en un muro diafragma, mm (cm)
ℓ_c	longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma, mm (cm)
ℓ_d	longitud de la diagonal de un muro diafragma, mm (cm)
ℓ_v	longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma, mm (cm)
M_R	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión, N-mm (kg-cm)
M_{au}	momento de diseño en el extremo superior de un muro, N·mm (kg·cm)

M_0	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura, N-mm (kg-cm)
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, N (kg)
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_{dR}	resistencia axial de diseño en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
P_u	carga axial de diseño, N (kg)
P_1	componente vertical de la fuerza en el puntal de compresión en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
p_h	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/(s_h \times t)$
p_v	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/(s_v \times t)$
Q	factor de comportamiento sísmico
R	factor de sobrerresistencia, Capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo
s	separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, mm (cm)
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, mm (cm)
s_v	separación del acero de refuerzo vertical en el muro, mm (cm)
t	espesor de la mampostería del muro, mm (cm)
V_{Ri}	resistencia a cortante del i-ésimo entrepiso, N (kg)
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado, N (kg)
V_{ui}	fuerza cortante de diseño en el i-ésimo entrepiso, N (kg)
v'_m	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm²)
$\overline{v_m}$	resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm²)
W_p	carga característica por unidad de longitud en una viga, N/mm (kg/m)
w_u	carga distribuida uniformemente de diseño sobre una viga, N/mm (kg/m)
z'	resistencia de diseño de interés, MPa (kg/cm²)
$\bar{z}$	resistencias medias de las muestras, MPa (kg/cm²)
α	reducción de la resistencia a fuerza cortante normalizada por unidad de $p_h f_{yh}$, MPa^{-1}, ((kg/cm^2)$^{-1}$)
β_1	coeficiente que afecta la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra
β_2	recubrimiento mínimo del mortero, mm (cm)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen (Apéndice Normativo A), mm (cm)
δ_h	holgura horizontal de muros no estructurales, mm (cm)
δ_v	holgura vertical de muros no estructurales, mm (cm)
$\gamma_{\ell r}$	distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
γ_{li}	distorsión lateral inelástica
γ_{max}	distorsión inelástica máxima de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo
η	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
η_s	factor parcial de eficiencia del refuerzo horizontal que depende de la resistencia a compresión de la mampostería
κ	factor de cortante de una sección transversal
σ	esfuerzo normal promedio en los muros de un entrepiso debido a carga vertical, MPa (kg/cm^2)
σ_m	esfuerzo normal en el muro, calculado como P_u/A_T, MPa (kg/cm^2)

θ distorsión (Apéndice Normativo A)

θ_d ángulo que forma la diagonal equivalente con la horizontal.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.
Estas normas sólo permiten el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Solo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra.
Los Capítulos 0 a 0 de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes y muros no estructurales.
Los Capítulos 0 a 0 se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.
El Capítulo 0 se aplica al diseño de muros no estructurales.
El Capítulo 0 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.
Los Capítulos 0 y 0 se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra.
El Capítulo 0 se aplica a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería.
En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.
En el Apéndice Normativo B se establecen requisitos para la modelación de estructuras para fines de análisis.
En el Apéndice Normativo C se incluye un glosario de los términos más empleados en las Normas.

1.2 Figuras

Las figuras aclaran la aplicación correcta de algunas de las especificaciones de estas Normas, sin que por ello deba entenderse que el caso ilustrado sea la única posibilidad permitida.

1.3 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional y, entre paréntesis, en sistema métrico decimal usual (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).
Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.4 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas.

1.5 Clasificación de las estructuras de mampostería

Para efectos de estas normas técnicas una estructura de mampostería se clasificará como estructura Tipo I si cumple simultáneamente con los requisitos siguientes:
a) tiene una superficie construida no mayor que 250 m^2;
b) tiene hasta dos niveles, incluyendo niveles de estacionamiento;
c) la estructura es de los siguientes géneros: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal;
d) si es de género habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes; y
e) las estructuras del grupo A, de acuerdo con la clasificación de las estructuras de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, no podrán ser del Tipo I.
Una estructura que no cumpla los requisitos para ser Tipo I se clasificará como estructura Tipo II.

1.6 Normas aplicables

Se listan a continuación las normas mexicanas aplicables que deberán cumplirse. En caso de haber conflicto entre estas Normas y alguna de las normas mexicanas serán aplicables los requisitos prescritos en este documento.
NMX-B-072-CANACERO
Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto –Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-253-CANACERO
Industria Siderúrgica – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-290-CANACERO
Industria Siderúrgica – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-456-CANACERO
Industria Siderúrgica – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-457-CANACERO
Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-365-CANACERO
Industria Siderúrgica – Alambrón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-506-CANACERO
Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-C-003-ONNCCE
Industria de la Construcción – Cal hidratada – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-021-ONNCCE
Industria de la Construcción – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-036-0NNCCE
Industria de la Construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo.
NMX-C-061-ONNCCE
Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.
NMX-C-083-ONNCCE
Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes –Método de ensayo.
NMX-C-111-ONNCCE
Industria de la Construcción – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-122-ONNCCE
Industria de la Construcción – Agua para concreto – Especificaciones.
NMX-C-159-ONNCCE
Industria de la Construcción – Concreto – Elaboración y curado de especímenes de ensayo.
NMX-C-255-ONNCCE
Industria de la Construcción – Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-404-ONNCCE
Industria de la Construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-405-ONNCCE
Industria de la Construcción – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-406-ONNCCE
Industria de la Construcción – Componentes para sistemas de losas prefabricadas de concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-407-ONNCCE
Industria de la Construcción –Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
NMX-C-414-ONNCCE
Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.
NMX-C-464-ONNCCE
Industria de la Construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo.
NMCX-C-486-ONNCCE
Industria de la Construcción – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

2.1 PIEZAS

2.1.1 TIPOS DE PIEZA

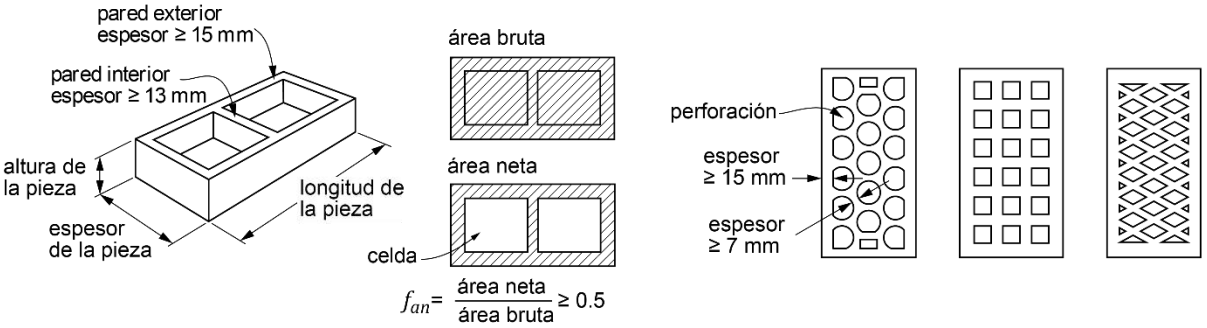
Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE, y con la resistencia mínima a compresión para diseño indicada en el inciso 0. Los diferentes tipos de pieza a los cuales se refieren estas Normas están definidos en la citada norma mexicana. Los bloques deben cumplir con la dimensión modular que se indica en el inciso 0.d.
El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 0.1.

Tabla 0.1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Valores en kN/m³ (kg/m³)
Tabique macizo de arcilla artesanal	13 (1300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensada	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15 (1500)

2.1.1.1 Piezas macizas

Para fines de aplicación del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 20 mm.



a) Piezas huecas *b) Ejemplos de piezas multiperforadas de arcilla*

Figura 0.1 Piezas

2.1.1.2 Piezas huecas

Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas y el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, una área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (figura 0.1). Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm para piezas de arcilla y 10 mm para piezas de concreto. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (figura 0.1). Se deberá cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCCE para piezas huecas y multiperforadas.
Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

2.1.2 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036-ONNCCE.
La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán, al menos, tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f'_p = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5\, c_p} \qquad (0.1)$$

donde:

$\overline{f_p}$ resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta; y

c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.1.

En caso de no contar con el número de ensayes requerido, el valor de c_p no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal. El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayes rutinarios y sus registros.

Las resistencias de diseño f'_p y la resistencia media $\overline{f_p}$ a compresión de las piezas no deberá ser menor que las indicadas en la tabla 0.2.

Tabla 0.2 Valores mínimos permitidos de y

Tipo de pieza y material	f'_p MPa (kg/cm^2)	$\overline{f_p}$ MPa (kg/cm^2)
Tabique macizo de arcilla artesanal	6 (60)	9 (90)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)

2.2 Cementantes

2.2.1 Cemento hidráulico

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

2.2.2 Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE.

2.2.3 Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE.

2.3 Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE.

2.4 Agua de mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

2.5 Morteros

El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE.

2.5.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f'_j, determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las muestras. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, se obtendrán, como mínimo, tres muestras, cada una de, al menos, tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE.

En caso de concreto de relleno, se obtendrán, al menos, tres probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas.

La resistencia de diseño será:

$$f_j' = \frac{\overline{f_j}}{1 + 2.5c_j} \quad (0.1)$$

donde:

$\overline{f_j}$ resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y

c_j coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que se tomará igual a 0.10 cuando su producción sea industrializada de tipo seco o premezclado, o igual a 0.20 en el caso de ser dosificado y elaborado en obra.

2.5.2 Clasificación

Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión, f_j', en los siguientes tipos:

Tipo I con resistencia a compresión mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm²)

Tipo II con resistencia a compresión menor que la del Tipo I y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm²)

Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo con lo indicado en la NMX-C-486-ONNCCE.

2.5.3 Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 7.5 MPa (75 kg/cm²).

b) Siempre deberán contener cemento hidráulico Portland en la cantidad mínima indicada en la tabla 0.1.

c) El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto.

d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

e) Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 0.1.

Tabla 0.1 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra[1]

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena[2]
I	1	—	0 a ¼	3
	1	½	—	4½
II	1	—	0 a ½	4½
	1	1	—	6

[1] Los proporcionamientos incluidos en esta tabla son sólo indicativos, por lo que el mortero deberá cumplir con la resistencia a compresión de diseño establecida en el inciso 0 independientemente de la dosificación que se utilice.
[2] El volumen de arena se medirá en estado suelto.

2.5.4 Morteros de relleno y concretos de relleno

Los morteros de relleno y concretos de relleno, que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) Su resistencia a compresión para diseño, f_j', será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).

b) El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.

c) Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.

d) En la tabla 0.2 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Para rellenar celdas de castillos internos de muros confinados deberá cumplirse lo establecido en el inciso 0.d.

En la tabla 0.3 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

Tabla 0.2 Revenimiento recomendado para los morteros de relleno y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal[1], mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

[1]Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ±25 mm.

Tabla 0.3 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena[1]	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

[1]El volumen de arena se medirá en estado suelto.

2.6 Aditivos

En la elaboración de concretos, morteros de relleno y concretos de relleno se podrán usar aditivos que mejoren sus propiedades y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

2.7 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos o dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas. Las barras corrugadas deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-457-CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; los alambres laminados en frío deben cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO o NMX-B-253-CANACERO; la malla de alambre soldado debe cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO; y las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deben cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO.

Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambrón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambrón debe cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo, f_y, de 210 MPa (2100 kg/cm²). El diámetro mínimo del alambrón para ser usado en estribos es de 5.5 mm. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, su eficiencia como refuerzo estructural.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s, se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y, establecido en las normas citadas.

2.8 Mampostería

2.8.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería, f'_m, sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados en los incisos 0 a 0. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 0.

2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Las pilas (figura 0.1) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE, salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación se hará en un mínimo de nueve pilas, construidas con piezas provenientes de, por lo menos, tres lotes diferentes del mismo producto. Cada pila debe usar piezas del mismo lote.

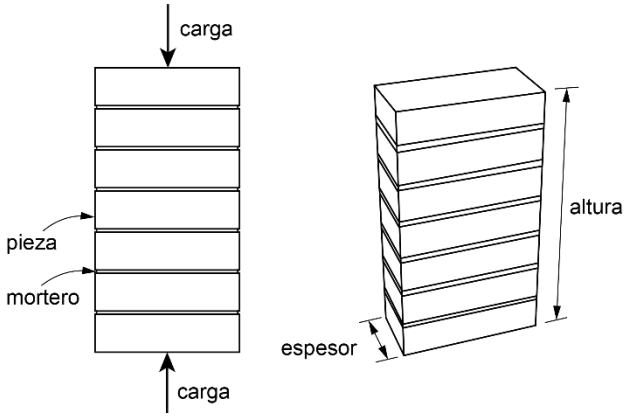


Figura 0.1 Pila para prueba en compresión

Tabla 0.1 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila[1]	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

[1]Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 0.1.
La resistencia a compresión para diseño se calculará como:

$$f'_m = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5c_m} \tag{0.1}$$

donde:

$\overline{f_m}$ resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero
Para bloques con $f'_p \geq 6$ MPa (60 kg/cm²) y para tabiques y tabicones con $f'_p \geq 10$ MPa (100 kg/cm) se podrá emplear como resistencia de diseño a compresión la que indica la tabla 0.2.

Tabla 0.2 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto, , sobre área bruta

f'_p MPa (kg/cm²)[1]	f'_m MPa (kg/cm²)	
	Mortero I	Mortero II
6 (60) [2]	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75) [2]	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	9 (90)

[1]Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.
[2]Sólo para el caso de piezas huecas.

Tabla 0.3 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de arcilla, , sobre área bruta

f'_p, MPa (kg/cm²)[1]	f'_m, MPa (kg/cm²)	
	Mortero I	Mortero II
6 (60)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)
10 (100)	4 (40)	4 (40)
15 (150)	6 (60)	6 (60)
20 (200)	8 (80)	7 (70)
≥ 30 (300)	12 (120)	9 (90)

[1]Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Para piezas de arcilla, la resistencia a compresión para diseño de la mampostería se podrá obtener de la tabla 0.3.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m dados por las tablas 0.2 y 0.3 de este inciso, se deberán cumplir los requisitos siguientes:

a) las piezas deberán cumplir los requisitos de la sección 0 y el mortero los de la sección 0;

b) la relación altura a espesor de las piezas no debe ser menor que 0.5;

c) la mampostería deberá tener espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o entre 10 y 15 mm si son de fabricación artesanal. Estos espesores deben permitir la dimensión modular en mampostería a base de bloques; y

d) la resistencia a compresión de las piezas, f'_p, se debe obtener a partir de los ensayes indicados en el inciso 0.

Para otros casos, la resistencia de la mampostería se obtendrá de acuerdo con el inciso 0.

2.8.1.3 Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I

Para el diseño de edificaciones de mampostería Tipo I (sección 0) podrán emplearse los valores de f'_m que se presentan en la tabla 0.4, en donde el mortero debe satisfacer los requisitos de la sección 0.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m, dados en la tabla 0.4 se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 0. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo al inciso 0.

Tabla 0.4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta

Tipo de pieza	f'_m, MPa (kg/cm²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

2.8.2 Resistencia a compresión diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería v'_m, para diseño, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en los incisos 0 y 0. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 0.

2.8.2.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
Los muretes (figura 0.2) tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

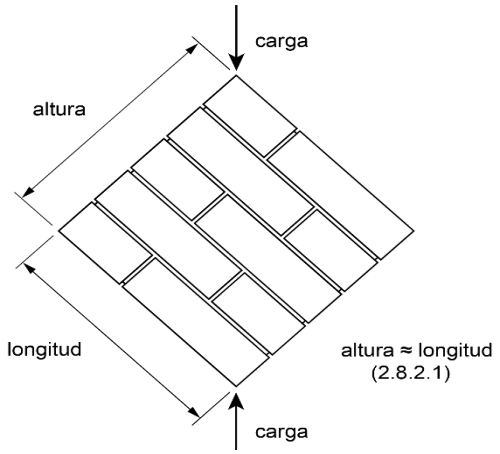


Figura 0.2 Murete para prueba en compresión diagonal

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación se hará en un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

La resistencia a compresión diagonal para diseño, v'_m , será igual a

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5c_v} \qquad (0.2)$$

donde:

$\overline{v_m}$ resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y

c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

2.8.2.2 Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I

Para edificaciones de mampostería Tipo I se podrán emplear los valores de v'_m que se presentan en la tabla 0.5, en donde el mortero debe satisfacer la sección 0.

Para hacer uso de los valores de resistencia para diseño, v'_m, de este inciso se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 0. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con el inciso 0.

Tabla 0.5 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	v'_m, MPa (kg/cm²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

2.8.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6f'_m$.

2.8.4 Resistencia a tensión

Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

2.8.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m, se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 0 y 0.

2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en el inciso 0. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero. Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, obtenido del ensaye de pilas, se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de arcilla o de otro material diferente del concreto.

2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 800f'_m \tag{0.3}$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \tag{0.4}$$

b) Para mampostería de tabique de arcilla y otras piezas, excepto las de concreto:
para cargas de corta duración

$$E_m = 600f'_m \tag{0.5}$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \tag{0.6}$$

.8.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería, G_m, se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 0 y 0. Se aplicará lo estipulado en el inciso 0 si el módulo de elasticidad se determinó según el inciso 0.

Para efectos de considerar G_m en el análisis utilizando un programa de cómputo comercial, cuando $G_m/E_m < 1/3$, se utilizará un valor del módulo de Poisson igual a ν= 0.25 y se reducirá el área de cortante por un factor igual a $G_m/(0.4E_m)$.

6.8.6.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán muretes del tipo, a la edad y en la cantidad señalados en el inciso 0. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta por usar el inciso 0 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G_m = 0.2E_m \tag{0.7}$$

Para utilizar este valor en el análisis de la estructura usando programas comerciales deberán aplicarse los lineamientos descritos en el inciso 0 y en el Apéndice Normativo B de estas Normas.

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Criterios de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F. y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Sexto. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 0.

3.1.1 Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R, prescrito en el inciso 0.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F. y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

3.1.2 Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

3.1.3 Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años.

Los requisitos mínimos establecidos en estas Normas son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente, y que corresponden a una clasificación de exposición A_1 y A_2, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.1.4 Factores de resistencia

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia, F_R. Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$ para muros confinados (Capítulo 5), muros reforzados interiormente (Capítulo 6) o la diagonal equivalente de muros diafragma (Capítulo 4).

$F_R = 0.3$ para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0).

3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6):

$F_R = 0.8$ si $P_u \leq P_R/3$

$F_R = 0.6$ si $P_u > P_R/3$

Para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0):

$F_R = 0.3$

3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$ para muros diafragma (Capítulo 4), muros confinados (Capítulo 5) y muros con refuerzo interior (Capítulo 6).

$F_R = 0.4$ para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0).

3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas (Capítulo 5) o del refuerzo interior (Capítulo 6) se considerará de acuerdo con los incisos 0 y 0.

3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con un criterio de resistencia a flexocompresión con base en las hipótesis siguientes:

a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.

b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.

d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.

e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.

f) A menos que ensayes en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo–deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f'_m de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro, t.

3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales

La fuerza cortante que resiste la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 7 y sección 0, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en estas Normas, es proporcional a la resistencia a compresión diagonal, v'_m.

3.1.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso

Toda estructura de mampostería se analizará y diseñará como se describe en estas Normas.

Adicionalmente, se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso, V_{Ri}, calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, como se describe en el inciso 0, sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el i-ésimo entrepiso, V_{ui}, obtenida según el inciso 0.

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{ui} \quad i = 1, \ldots, n \text{ entrepisos} \tag{0.1}$$

3.1.8.1 Cortante de diseño de entrepiso

La fuerza cortante que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas F_i, arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

3.1.8.2 Resistencia a corte de entrepiso

Para efectos de la revisión del inciso 0, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis, debe evaluarse como

$$V_{Ri} = F_R\,(0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta p_h f_{yh})\sum A_T \qquad \sigma_i \leq 3.33v'_m \tag{0.2}$$

donde la sumatoria se refiere a los muros en la dirección de análisis; σ_i es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso i, calculado como el peso total arriba del entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso.

Si el sistema de piso es a base de viguetas y bovedillas con todas las viguetas orientadas en la misma dirección, se calculará un esfuerzo σ_i para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las descargas verticales en los muros paralelos a la dirección correspondiente.

En caso de que parte de la carga sea resistida por columnas, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

Para el cálculo, σ_i no se tomará mayor que $3.33v'_m$ y el producto $p_h f_{yh}$ no será mayor que $0.1f_{an}f'_m$ para muros confinados o $0.1f_{nm}f'_m$ para muros reforzados interiormente. Si el producto $p_h f_{yh}$ difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, la contribución del refuerzo a la resistencia del entrepiso se calculará muro por muro. La eficiencia del refuerzo η se define en el inciso 0 o 0 según se trate de muros confinados (Capítulo 0) o reforzados interiormente (Capítulo 0) respectivamente.

Cuando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia, calculada de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.1.9 Factor de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico, Q indicado en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (inciso 0), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 0 a 0 o sección 0), así como de la estructuración del edificio.

3.1.10 Distorsión lateral inelástica

Se revisará que la distorsión lateral inelástica, γ_{li}, calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas, $\gamma_{\ell r}$, multiplicada por el factor de comportamiento sísmico, Q, y por el factor de sobrerresistencia, R, obtenidos de acuerdo con los Capítulos 4 y 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, respectivamente, no exceda del valor máximo indicado en el Capítulo 4 de dichas Normas, esto es,

$$\gamma_{li} = \gamma_{\ell r}\, QR \leq \gamma_{max} \qquad (0.3)$$

3.1.11 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica

Cuando la estructuración sea a base de marcos de concreto o acero y de muros de carga (como ocurre en edificios con plantas bajas a base de marcos que soportan muros de mampostería), se deberá usar, en cada dirección de análisis, el menor factor de comportamiento sísmico para toda la estructura. Además, se deberá satisfacer lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

3.1.12 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F., en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en la sección 0 de estas Normas, según corresponda.

Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura.

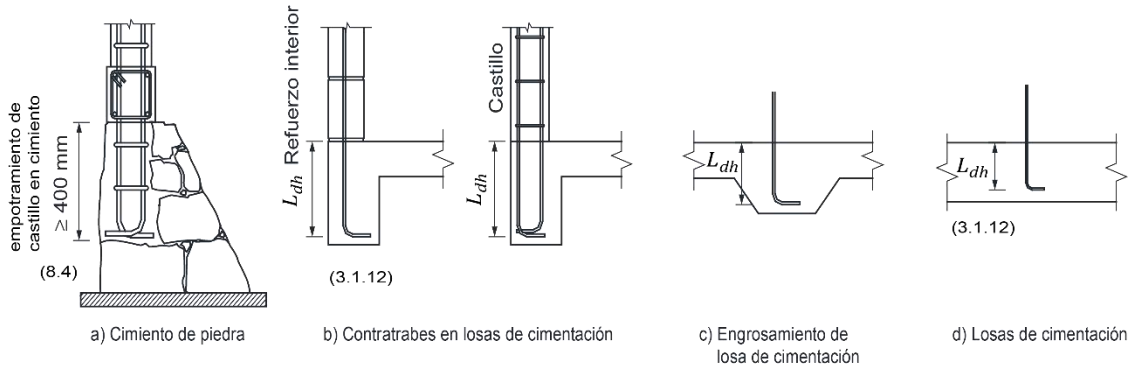


Figura 0.1 Anclaje del refuerzo vertical en cimientos

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratrabes, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical (figura 0.1).

3.1.13 Diseño de sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento ce Construcciones para el D. F.. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos.

Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a tensión.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a los o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

Si los sistemas de piso y techo están hechos a base de paneles, se deberá cumplir lo especificado en la norma NMX-C-405-ONNCCE.

Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuando las bovedillas se apoyen en muros paralelos a las viguetas, la longitud de apoyo será al menos de 50 mm. En ningún caso, las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

3.1.14 Diseño de muros sobre vigas

En el diseño de muros estructurales de mampostería que estén construidos sobre vigas que no forman parte de la cimentación, se deberá revisar que se cumplan los requisitos establecidos en los incisos 0 y 0. El peralte de la viga de soporte deberá cumplir lo prescrito en el inciso 0. Cuando los muros posean aberturas, se revisará el inciso 0.

3.1.14.1 Revisión del esfuerzo de compresión

Este inciso será aplicable sólo para muros con relación de aspecto $H/L \geq 0.6$. En caso contrario, se deberá analizar la interacción entre muro y la viga, con énfasis en los esfuerzos rasantes horizontales.

Se verificará que los esfuerzos de compresión máximos en los extremos del muro, f_{CM}, no excedan el esfuerzo máximo resistente a compresión de la mampostería (ecuación 0.4)

$$f_{CM} \leq F_R f'_m \tag{0.4}$$

donde:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T \tag{0.5}$$

P_u es la carga axial de diseño debida a la combinación de cargas verticales; y F_{CE} es el factor de concentración de esfuerzos en el muro. Para muros cuya longitud relativa a la de la viga sea $L/L_v = 1.0$

$$F_{CE} = 1.6K - 3.9 \tag{0.6}$$

y para muros con $L/L_v < 0.9$

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c \tag{0.7}$$

donde:

$$k_c = \begin{cases} 0.7 & \text{si } c/c_{max} = 0.0 \\ 1.0 & \text{si } c/c_{max} = 0.5 \\ 0.5 & \text{si } c/c_{max} = 1.0 \end{cases} \tag{0.8}$$

c es la distancia del eje del muro al centro de la viga (figura 0.2) y $c_{max} = (L_v - L)/2$. Para valores intermedios de c/c_{max} se interpolará el valor k_c. El valor de K se obtendrá con la ecuación 0.9

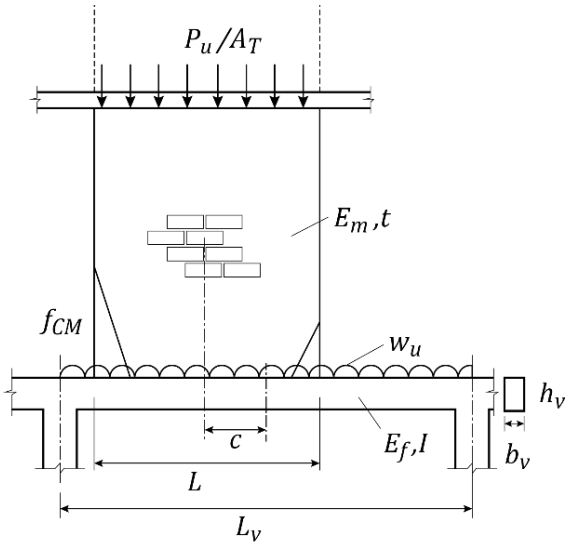


Figura 0.2 Muro sobre viga

$$K = \left[\frac{E_m t L_v^3}{E_c I f_I}\right]^{1/4} \tag{0.9}$$

donde:

$$f_I = \frac{W_p}{W_p + 5w_u} \tag{0.10}$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} t(a^4 - 4a^3 + 8a) \tag{0.11}$$

E_f, I y L_v son el módulo de elasticidad del material de la viga, el momento de inercia de la sección bruta y la longitud de la viga, $a = L/L_v$ y w_u es la carga vertical de diseño por unidad de longitud sobre la viga (figura 0.2).

Para valores de L/L_v en el intervalo $0.9 < L/L_v < 1$ se interpolará el valor de F_{CE} obtenido con las ecuaciones 0.6 y 0.7.

3.1.14.2 Revisión por desplazamientos

Para cumplir con lo que establece el inciso 4.1.a de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se verificará que, para la condición de cargas permanentes, la relación L_v/h_v de vigas rectangulares cumpla con la ecuación 0.12.

$$L_v/h_v \leq \left[\frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5w_u}\right]^{1/3} \tag{0.12}$$

o bien que el momento de inercia de la sección transversal de la viga sea mayor que la dada por la ecuación 0.13.

$$I \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{L_v^3}{E_f}(W_p + 5w_u) \tag{0.13}$$

3.1.14.3 Peralte mínimo

El cociente de la longitud entre el peralte de una viga sobre la que se desplanta un muro estructural, será menor o igual que 14, $(L_v/h_v \leq 14)$, para vigas de sección rectangular de concreto o $I \geq L_v^3/160$ (I en mm^4, L_v en mm) ($I \geq L_v^3/1600$, I en cm^4, L_v en cm) para cualquier otro tipo de sección, donde I es el momento de inercia de la sección transversal bruta. En ningún caso h_v será menor que 250 mm.

3.1.14.4 Muros con aberturas

Cuando el muro tenga aberturas que requieren refuerzo según lo dispuesto en el inciso 0, se revisarán los esfuerzos normales en cada segmento de muro, a cada lado de la abertura, tomados por separado.

3.2 Métodos de análisis

3.2.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en la sección 0, y en los incisos 0 y 0, respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.2.2 Análisis por cargas verticales

3.2.2.1 Criterio básico

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas de los incisos 0 y 0 respectivamente.

3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.

b) Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c, se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \tag{0.1}$$

donde t es el espesor de la mampostería del muro y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (figura 0.1).

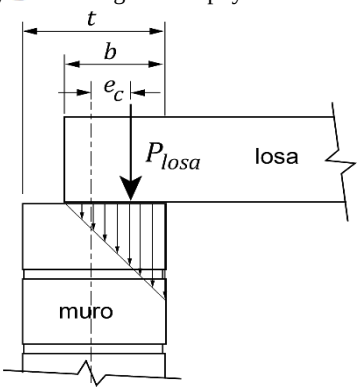


Figura 0.1 Excentricidad de la carga vertical en muros extremos

3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E.

a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dalas o por otros elementos;

2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y

3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t, no excede de 20.

b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 0.a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso 0.a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \tag{0.2}$$

donde:

H altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;
e' excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$; y
k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
- $k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;
- $k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas; y
- $k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 0) que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como:

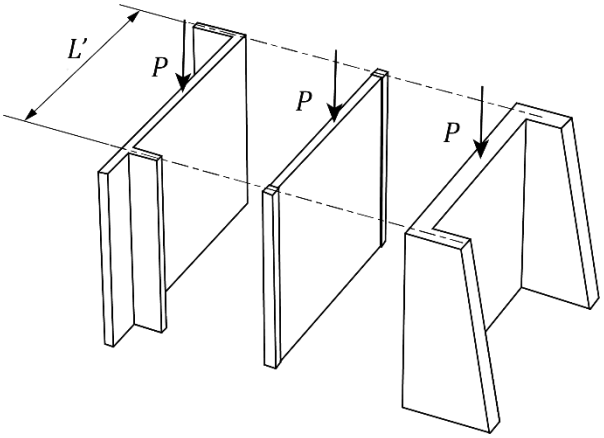


Figura 0.2 Restricción a la deformación lateral

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \qquad (0.3)$$

donde L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (figura 0.2).

3.2.3 Análisis por cargas laterales

3.2.3.1 Criterio básico

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con el Capítulo 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretiles.

La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha o con elementos finitos de acuerdo con las especificaciones del Apéndice Normativo B de estas Normas o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma (Capítulo 0).

3.2.4 Análisis por temperatura

Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor que 30 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos mecánicos. Se deberá poner especial cuidado en las características mecánicas de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.

3.3 Detallado del refuerzo

3.3.1 General

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras y notas con los detalles del refuerzo (sección 0). Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según el inciso 0.

3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo

3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (figura 0.1).

3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (ver inciso 0) (figura 0.1).

3.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

3.3.3.1 Distancia libre entre barras

La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras, o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (figura 0.1).

3.3.3.2 Paquetes de barras

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

3.3.3.3 Espesor del mortero de relleno y refuerzo

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 6 mm (figura 0.1).

3.3.3.4 Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda

El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 0.1.

3.3.4 Protección del acero de refuerzo

3.3.4.1 Recubrimiento en castillos y dalas

En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm (figura 0.1), y los estribos un mínimo de 10 mm.

Tabla 0.1 Número máximo de barras en una celda

Espesor de muro, cm	Tipo de pieza	Designación de la barra[2]				
		No. 3	4	5	6	8
10	A o C[1]	2	1	-	-	-
12	C	2	2	1	-	-
12	A	4	2	2	1	-
14	C	4	2	2	1	-
20	C	4	4	2	2	1

[1] A indica pieza de arcilla u otro material, C pieza de concreto
[2] Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 10 mm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 20 MPa (200 kg/cm²) o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 15 mm de espesor si es hecho en obra o de al menos 5 mm si es predosificado con propiedades para dar esta protección.

Los requisitos anteriores se deben satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

3.3.4.2 Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra

Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (figura 0.1).

3.3.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal

La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra (figura 0.1).

3.3.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

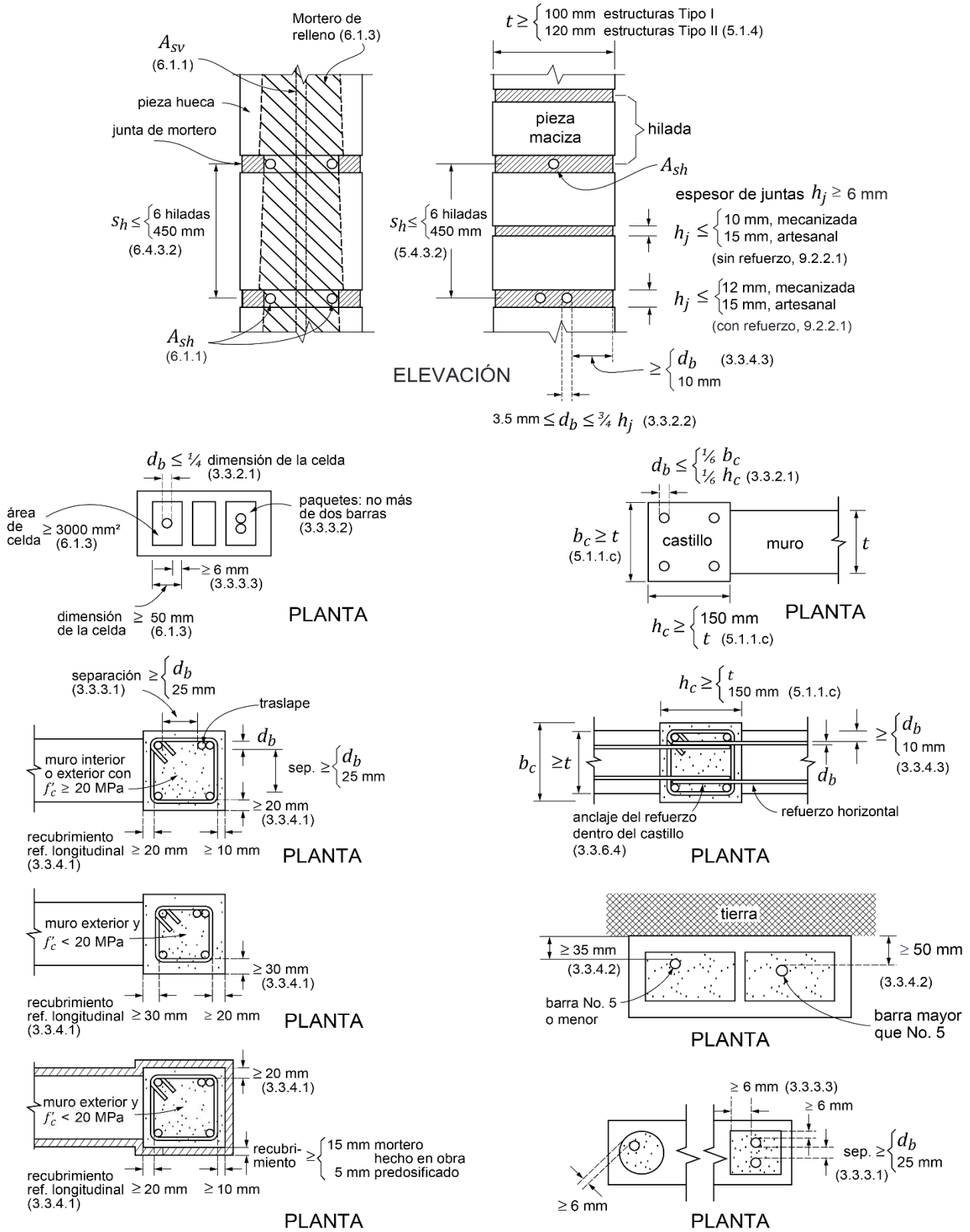


Figura 0.1 Tamaño, colocación y protección del refuerzo

3.3.5.1 En barras rectas

Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90 o 180 grados. El tramo recto después del doblez no será menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados, donde d_b es el diámetro de la barra (figura 0.2).

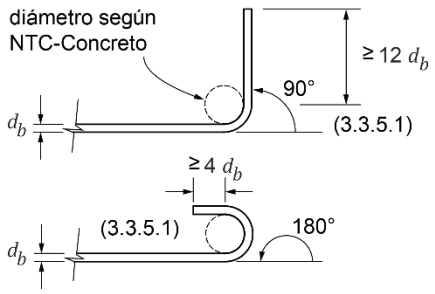


Figura 0.2 Dobleces del refuerzo

3.3.5.2 En estribos

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo ni de 35 mm (figura 0.3).

Alternativamente, para facilitar la colocación y la compactación del concreto de castillos, podrán colocarse estribos "vuelta un cuarto" rematados con un doblez a 90º alrededor de las barras longitudinales del castillo. Los estribos "vuelta un cuarto" son aquellos en los que el refuerzo se traslapa en uno de los lados del estribo. En el caso de estribos para castillos externos el lado que debe traslaparse es el que está contiguo al muro. El remate del estribo será por medio de un doblez a 90º alrededor de las barras longitudinales que limitan el lado que se traslapa

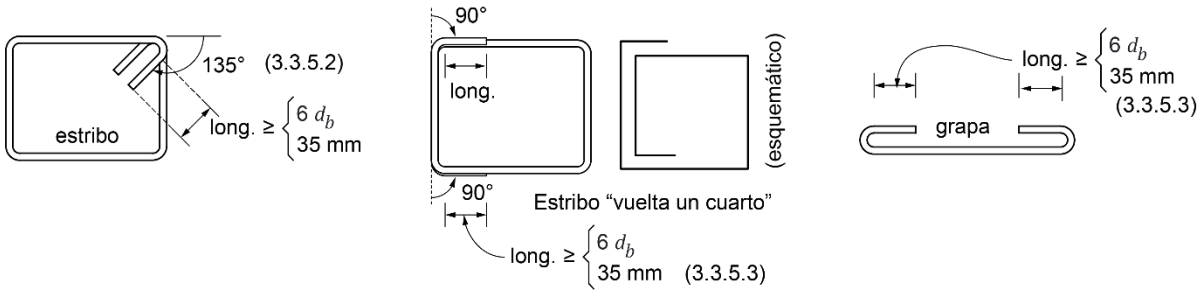


Figura 0.3 Estribos y grapas

seguido de un tramo recto con una longitud no menor que $6d_b$ ni que 35 mm (figura 0.3).

3.3.5.3 En grapas

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo ni de 35 mm (figura 0.3).

3.3.6 Anclaje

3.3.6.1 Requisitos generales

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo, L_d.

Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.3.6.2 Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia especificado, será la requerida para concreto reforzado.

3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados

La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados, L_{dh}, se hará siguiendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (0 y 0) podrá estar formado por una o más barras y deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en las celdas rellenas reforzadas (figura 0.4), mediante dobleces a 90 grados colocados dentro de los castillos o celdas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto.

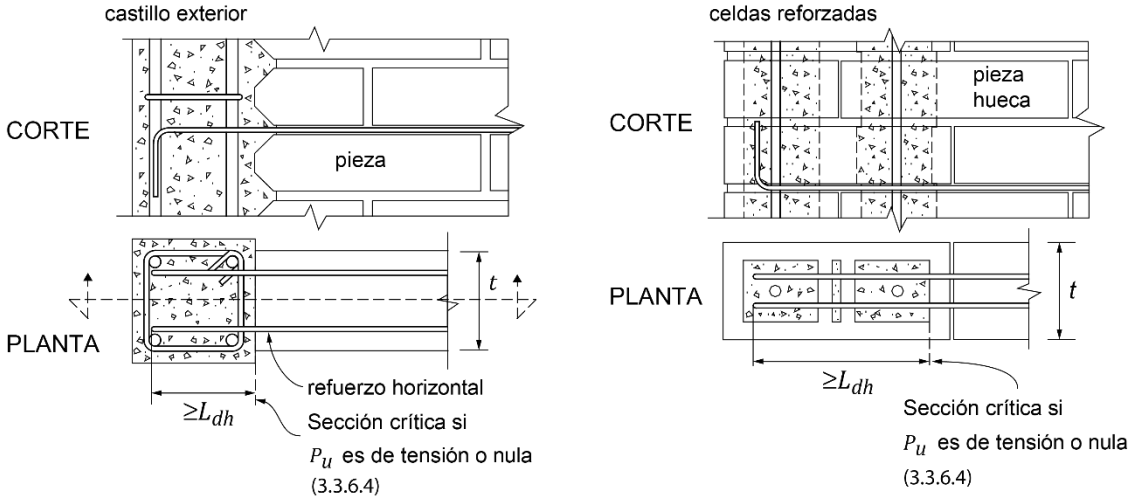


Figura 0.4 Anclaje de refuerzo horizontal

Si la carga axial de diseño, P_u, que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (figura 0.4).

En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal deberá colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y, simultáneamente, evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas o multiperforadas el refuerzo podrá colocarse al centro del muro.

3.3.6.5 Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 0.5).

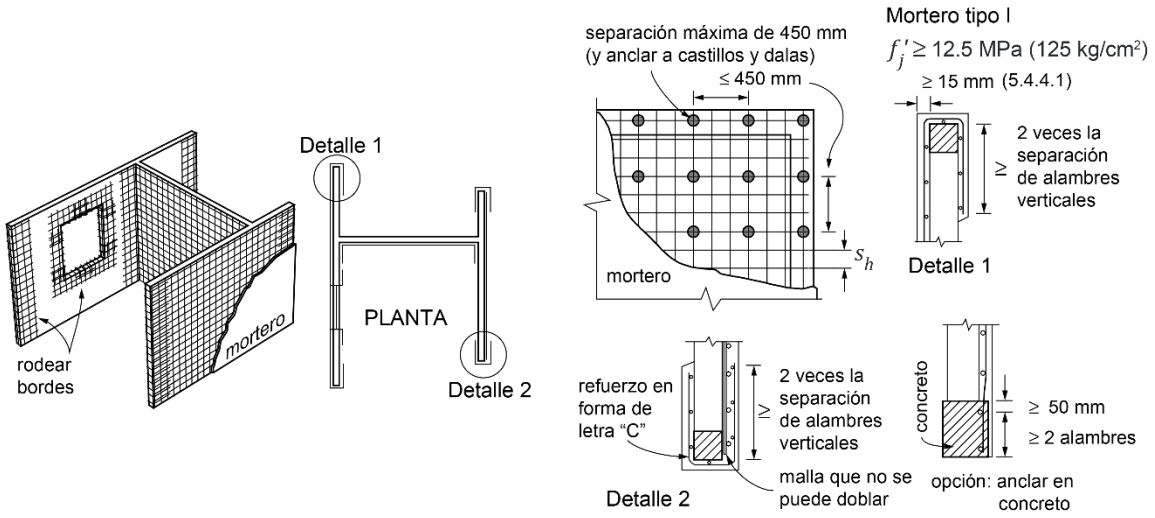


Figura 0.5 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero

Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (figura 0.5). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra 'C' hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en el inciso 0.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

3.3.7 Traslape de barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con el inciso 0 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con el inciso 0. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en el inciso 0.

En dalas, no se admite traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección.

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en los incisos 0 y 0.

No se aceptan uniones de barras soldadas.

3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso.

En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$.

Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en $20d_b$ (figura 0.6.a).

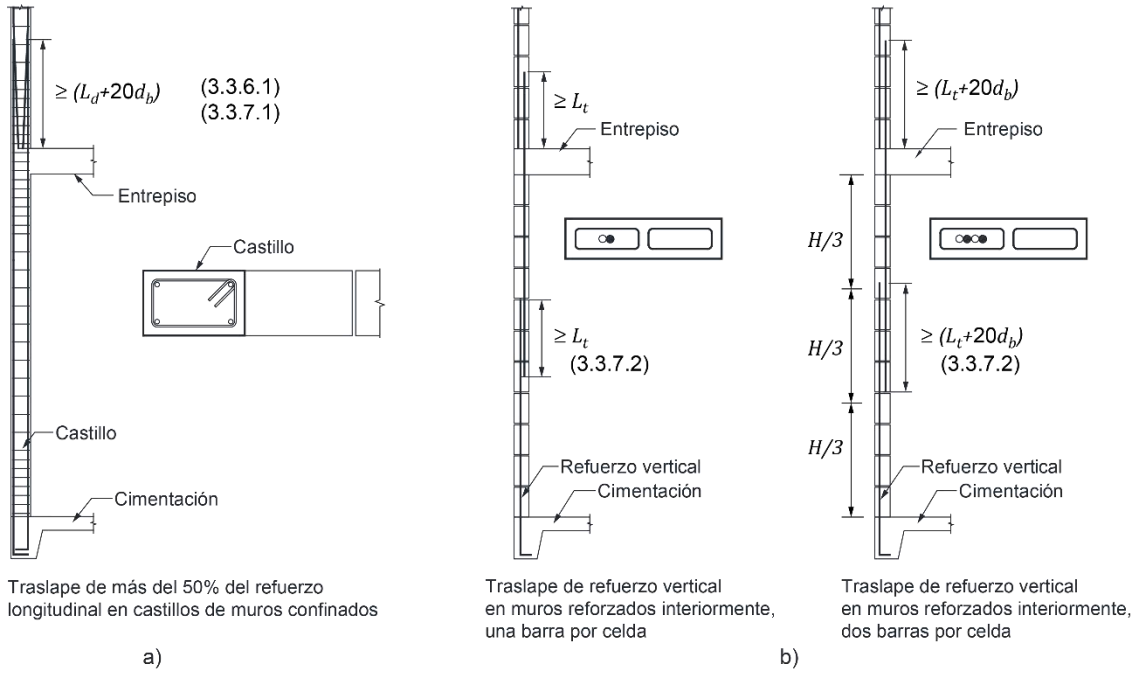


Figura 0.6 Longitudes de traslape de barras, a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente

3.3.7.2 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior

La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero de relleno o concreto de relleno no será menor que L_t calculada con la ecuación 0.1.

$$L_t = 1.56\,\frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2\sqrt{f_j'}} \geq 40d_b \qquad \left(L_t = 0.49\,\frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2\sqrt{f_j'}} \geq 40d_b\right) \tag{0.1}$$

d_b diámetro de la barra de refuerzo;
β_1 =1 para barras de menor diámetro que las del No 5 o
=1.3 para barras del No. 5 o de mayor diámetro;
β_2 recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que $5d_b$; y

En ningún caso la longitud de traslape será menor que $40d_b$.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo lo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en $20d_b$ (figura 0.6.b).

No se permitirán traslapes del refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

3.3.7.3 Traslape de mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm.

4. MUROS DIAFRAGMA

4.1 Alcance

Son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 0) o reforzada interiormente (Capítulo 0).

Los muros diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

a) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni que 120 mm para edificaciones Tipo II.

b) Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas en las secciones 0 a 0, respectivamente, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con el inciso 4.2.1.

c) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

d) Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.2.1. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en el inciso 0.

4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma

La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a (figura 0.1):

$$b_d = \frac{1}{2}\sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \qquad (0.1)$$

donde ℓ_c y ℓ_v son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y l_d es la longitud de la diagonal. Las longitudes ℓ_c, ℓ_v y l_d se determinarán como:

$$\ell_c = \frac{\pi}{2}\left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \operatorname{sen} 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad (0.2)$$

$$\ell_v = \pi\left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \operatorname{sen} 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad (0.3)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \qquad (0.4)$$

donde:

E_f, E_m	módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm^2);
I_c, I_v	momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm^4 (cm^4);
H	altura libre del muro, mm (cm);
L	longitud del muro, mm (cm); y

$\theta_d = \tan^{-1} H/L$ ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

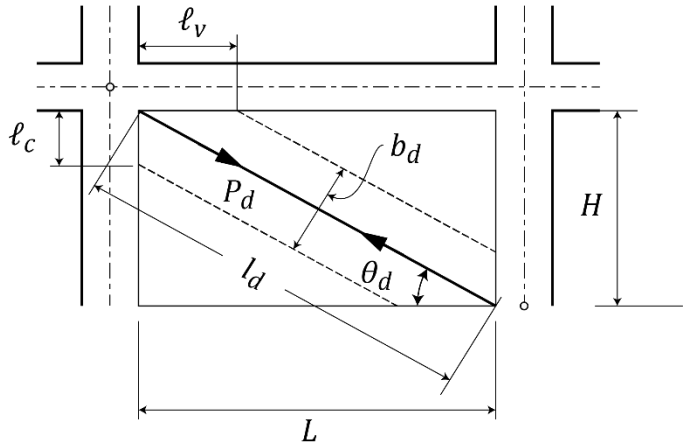


Figura 0.1 a) Geometría de la diagonal equivalente; b) Geometría de un muro diafragma

4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4 F_R f'_m b_d t \cdot \cos\theta_d \qquad (0.1)$$

donde b_d y θ_d se calculan de acuerdo con el inciso 0 y $F_R = 0.6$ (inciso 0).

4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con $H/L \leq 1.0$ se calculará como:

$$V_R = \frac{0.5 F_R v'_m A_T}{1 - 0.9 F_R \tan\theta_d} \qquad (0.1)$$

donde θ_d se calculá de acuerdo con el inciso 0 y F_R=0.7 (inciso 0). Si $H/L > 1$ no será necesario revisar para este modo de falla.

4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 0 o 0 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o reforzada interiormente, respectivamente.

En todos los casos, se supondrá que $P = 0$.

4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir b_d a la mitad.

4.7 Volteo del muro diafragma

Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (figura 0.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con el inciso 0.

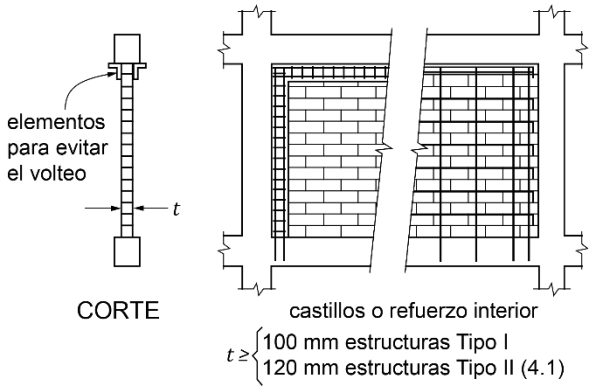


Figura 0.1 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma

4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (figura 0.1).

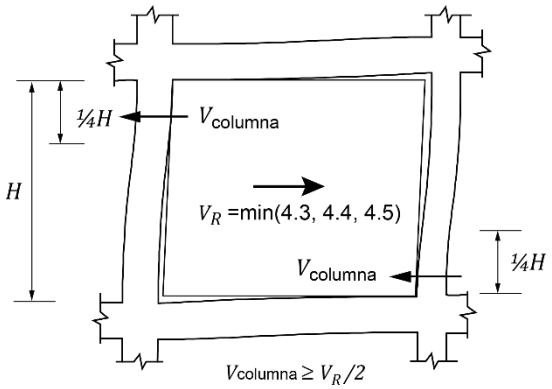


Figura 0.1 Interacción marco–muro diafragma

El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la menor de las obtenidas con las secciones0, 0 y 0 con F_R = 1.0.

5. MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.1 Alcance

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 0 a 0 (figuras 0.1, 0.2 y 0.3). En esta modalidad, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Los castillos serán externos si se construyen por fuera de la mampostería; los castillos internos son los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

5.1.1 Castillos y dalas

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente: (figuras 0.1 y 0.2):

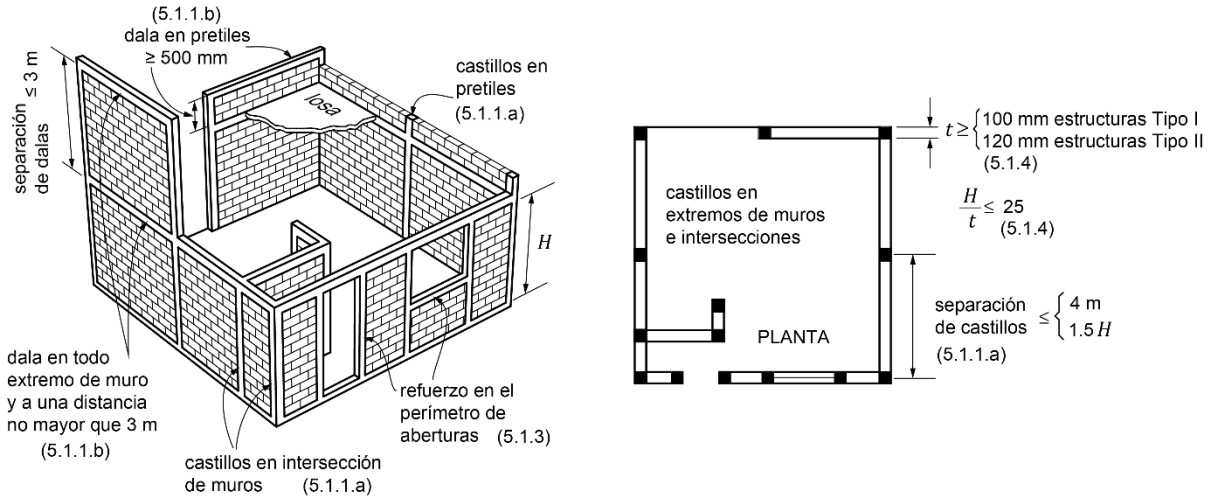


Figura 0.1 Requisitos para mampostería confinada

a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5H ni 4 m. Los pretiles o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (figura 0.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 0.e y 0.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 3 m y en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.

c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t. En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 150 mm.

d) El concreto de castillos y dalas de muros interiores y exteriores en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión, f'_c, no menor que 15 MPa (150 kg/cm²).

e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 0.1:

$$A_s = 0.2\frac{f'_c}{f_y}b_c h_c \qquad (0.1)$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala, h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro y b_c la dimensión perpendicular al plano del muro.

f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversal-mente por estribos cerrados y con un área, A_{sc}, al menos igual a la calculada con la ecuación 0.2:

$$A_{sc} = \frac{10000s}{f_y h_c} \qquad \left(A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c}\right) \qquad (0.2)$$

La separación de los estribos, s, no excederá de 1.5t ni de 200 mm.

h) En estructuras Tipo II, se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación 0.2, con una separación no mayor que $h_c/2$ dentro de una longitud H_0 en cada extremo de los castillos. La longitud H_o se tomará como el mayor de $H/6$ y 400 mm.

i) Para facilitar la colocación y compactación del concreto en castillos se podrán utilizar estribos “vuelta un cuarto” (inciso 0).

5.1.2 Muros con castillos internos

Se acepta considerar a los muros como confinados si el espesor del muro es, al menos, de 200 mm y los castillos internos y las dalas cumplen con todos los apartados del inciso 0, con excepción del apartado 0.c.

El concreto de relleno de las celdas deberá satisfacer el inciso 0.d. Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso 0.h, para estructuras Tipo I y Tipo II.

5.1.3 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 400 mm en estructuras Tipo I o 600 mm en estructuras Tipo II (figura 0.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (figura 0.1)

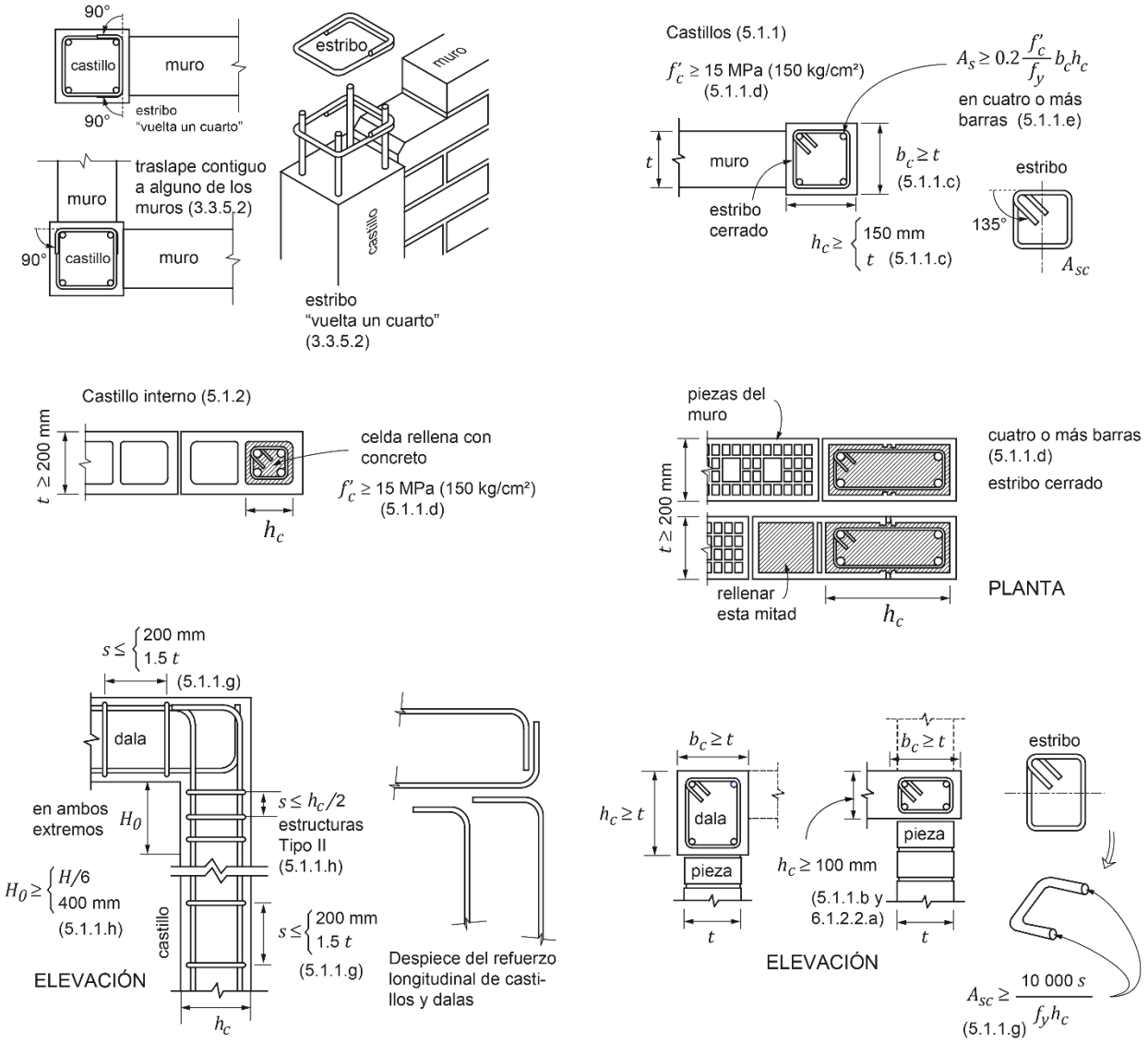


Figura 0.2 Castillos y dalas

.

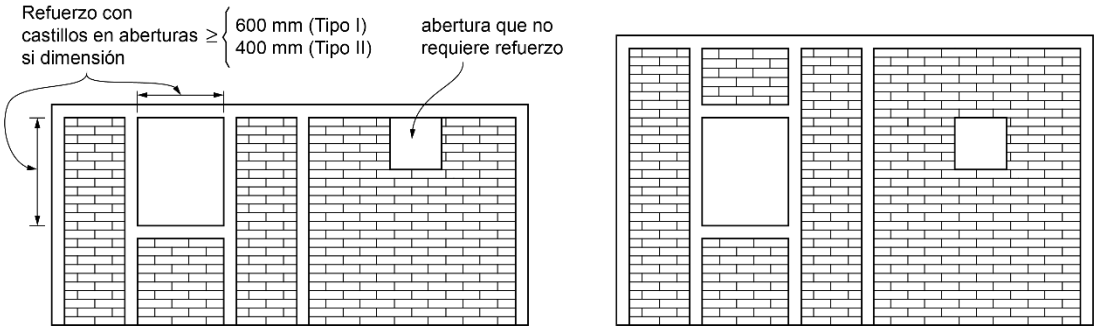


Figura 0.3 Refuerzo en el perímetro de aberturas

En muros con castillos internos, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos internos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2950 kg).

5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de los muros de mampostería, t, no será menor que 100 mm, ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t, excederá de 25.

5.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados

La carga vertical resistente, P_R, se calculará como:

$$P_R = F_R F_E \left(f'_m A_T + \sum A_s f_y\right) \qquad (0.1)$$

donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 0; y

F_R se tomará igual a 0.6.

5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

5.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 0. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 0.

5.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos externos o internos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 0.2 y 0.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R, se calculará de acuerdo con las ecuaciones (figura 0.1):

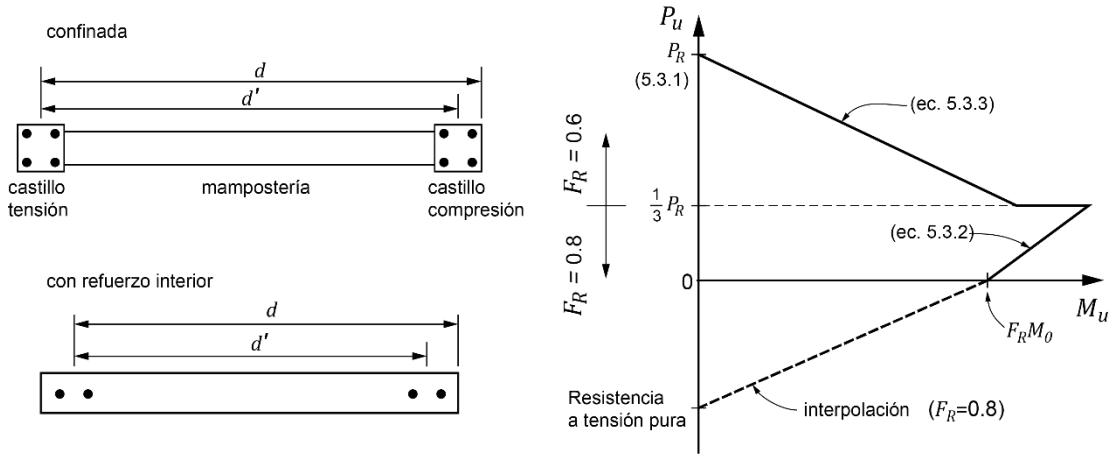


Figura 0.1 Diagrama de interacción carga axial–momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si} \quad 0 \le P_u \le \frac{P_R}{3} \tag{0.2}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15\, P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3} \tag{0.3}$$

donde:

M_o $= A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 0.2y 0.3; y

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \le P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_o, afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

5.4 Resistencia a cargas laterales

5.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales, V_R será proporcionada por la mampostería, V_{mR}. Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR}, de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \tag{0.1}$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 0. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 0. La fuerza cortante resistida por mallas de alambre soldado se calculará cumpliendo con el inciso 0. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 0 para calcular V_{mR} y V_{sR}, si se usa acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

El factor de resistencia, F_R, se tomará igual a 0.7 (inciso 0).

5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR}, se calculará con la ecuación 0.2:

$$V_{mR} = F_R\,[(0.5v'_m A_T + 0.3P)\cdot f] \leq 1.5F_R v'_m A_T f \tag{0.2}$$

donde A_T es el área transversal del muro incluyendo a los castillos pero sin transformar su área transversal.

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR}.

El factor f se determinará como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \dfrac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \dfrac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \tag{0.3}$$

para los casos intermedios de H/L, se interpolará linealmente.

5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escalerillas”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh}, no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 0, 0, 0 y 0.

5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h, no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f_{an} f'_m$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm^2) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh}/s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal, V_{sR}, se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta\, p_h\, f_{yh} A_T \tag{0.4}$$

El valor de η se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T}(k_0 k_1 - 1) + \eta_s \tag{0.5}$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \tag{0.6}$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \tag{0.7}$$

$$k_1 = 1 - \alpha\, p_h f_{yh} \tag{0.8}$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left(90 \dfrac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left(60 \dfrac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases} \tag{0.9}$$

El valor de k_1 no será menor que $(1 - 0.1f_{an}f'_m\alpha)$.

Para casos intermedios de H/L y f'_m, se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s, respectivamente; $\alpha = 0.45$ MPa^{-1} (0.045 (kg/cm^2)$^{-1}$.

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1f_{an}f'_m$, el valor de η_s se multiplicará por $0.1f_{an}f'_m/(p_h f_{yh})$.

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P en tensión,

$$\eta = k_1\eta_s \tag{0.10}$$

El valor de k_1 y η_s se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero

Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh}, no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm²).

Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 0 y 0.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I (tabla 0.3) con espesor mínimo de 15 mm.

5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro, t.

Las cuantías mínima y máxima serán las prescritas en el inciso 0.

5.4.4.3 Diseño de la malla

La fuerza cortante que resistirá la malla se obtendrá como se indica en el inciso 0. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En las ecuaciones 0.5 y 0.10, se debe usar $\eta_s = 0.5$.

5.4.5 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

5.4.5.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR}, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \tag{0.11}$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de V_{mR}.

5.4.5.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta \, p_h f_{yh} A_T \tag{0.12}$$

donde el factor η se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \tag{0.13}$$

k_1 y η_s se determinaran de conformidad con el inciso 0.

5.4.5.3 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

Se deberán satisfacer los incisos 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por la malla se calculará como se indica en el inciso 0. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En la ecuación 0.13, se debe usar $\eta_s = 0.5$.

6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

6.1 Alcance

Es aquélla con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 0 a 0 (figuras 0.1 a 0.3).

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

6.1.1 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal y vertical, no será menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm^2) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 0.3 MPa (3 kg/cm^2), tal que:

$$\begin{gathered} p_h f_{yh} + p_v f_{yv} \geq 0.84 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} + p_v f_{yv} \geq 8.4 \text{ kg/cm}^2) \\ p_h f_{yh} \geq 0.3 \text{ MPa y } p_v f_{yv} \geq 0.3 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} \geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2) \end{gathered} \tag{0.1}$$

donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \tag{0.2}$$

A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h (figura 0.1);
A_{sv} área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v;
f_{yh} esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal; y
f_{yv} esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical.

En las ecuaciones 0.1 y 0.2 no se deberá incluir el refuerzo en los extremos del muro requerido en el inciso 0.

6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 0, adicionalmente a lo establecido en este inciso.

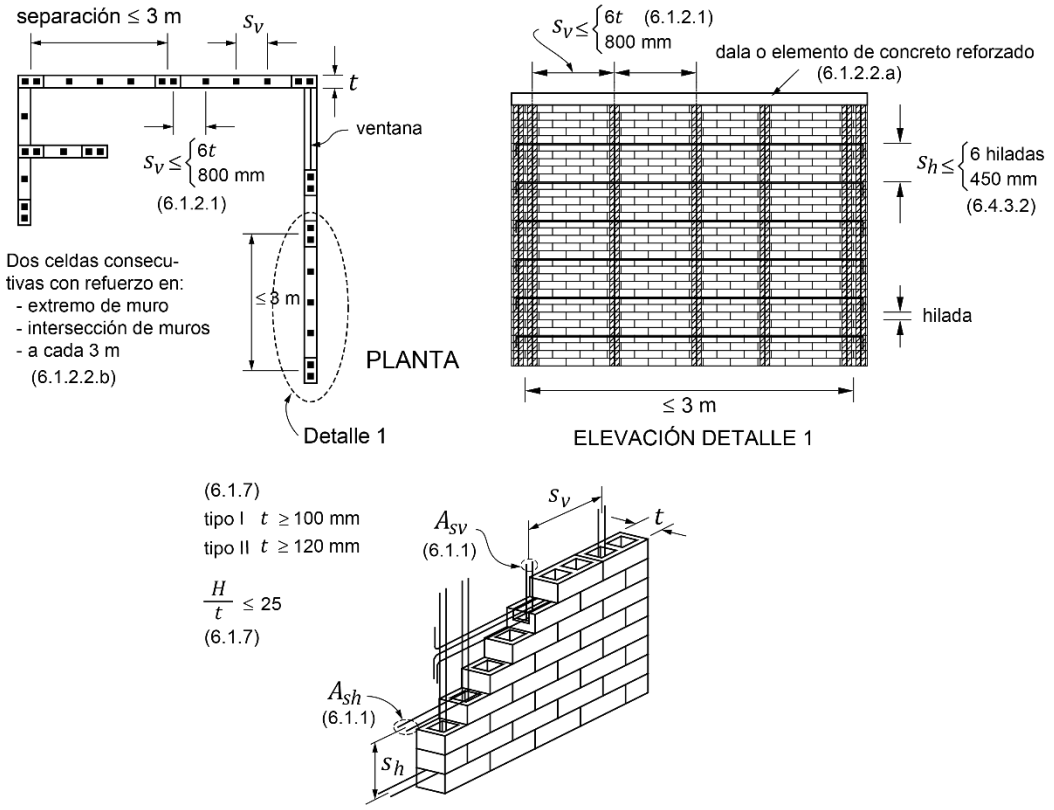


Figura 0.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

6.1.2.1 Refuerzo vertical

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo ni mayor que 800 mm (figura 0.1).

6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros

a) Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical del No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo de fluencia especificado de 412 MPa (4200 kg/cm²), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 0.1).

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver figura 0.2).

El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación 0.3:

$$A_s \geq 0.2\frac{f'_c}{f_y}b_c h_c \qquad (0.3)$$

El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área, A_{sc}, al menos igual a la calculada con la ecuación 0.4:

$$A_{sc} = \frac{10\,000\,s}{f_y h_c} \qquad \left(A_{sc} = \frac{1000\,s}{f_y h_c}\right) \qquad (0.4)$$

donde h_c es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s, no excederá de 1.5t ni de 200 mm.

6.1.3 Mortero de relleno y concreto de relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en el inciso 0, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas (inciso 0), si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 50 mm y una área no menor que 3000 mm².

6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

El anclaje de las barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con el inciso 0.

6.1.5 Muros transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (figura 0.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, A_{st}, colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente

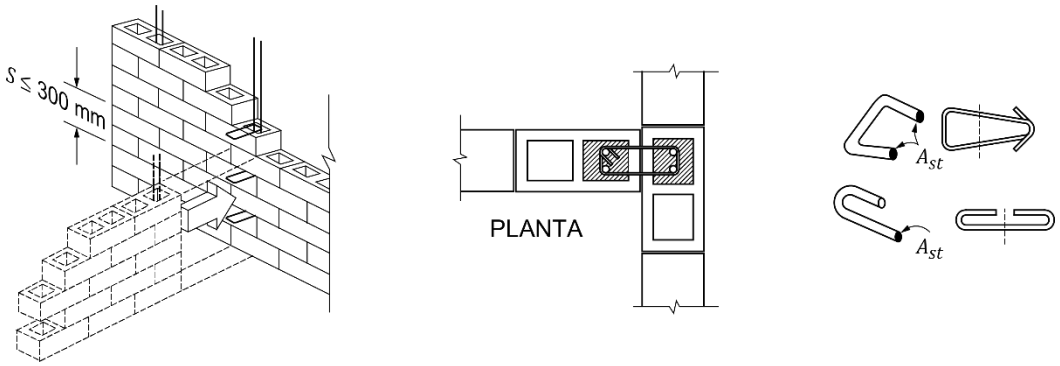


Figura 0.2 Conectores entre muros sin traslape de piezas

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R}\frac{t}{L}\frac{s}{f_y} \qquad \left(A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR}}{4F_R}\frac{t}{L}\frac{s}{f_y}\right) \tag{0.5}$$

donde A_{st} está en mm² (cm²), V_{mR} y V_{sR}, en N (kg), son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica, F_R se tomará igual a 0.7; t y L son el espesor y longitud del muro transversal, respectivamente, en mm (cm), y f_y es el esfuerzo de fluencia especificado de los dispositivos o conectores, en MPa (kg/cm²). La separación s no deberá exceder de 300 mm.

6.1.6 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 600 mm en estructuras Tipo I y 400 mm en estructuras Tipo II (figura 0.3). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en el inciso 0.

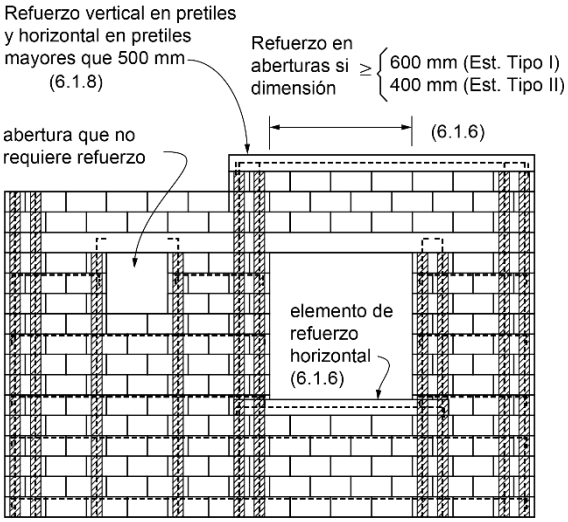


Figura 0.3 Refuerzo en aberturas y pretiles

6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de la mampostería de los muros, t, no será menor que 100 mm ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t, excederá de 25.

6.1.8 Pretiles

Los pretiles o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en el inciso 0.a. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con el inciso 0 (figura 0.3).

6.1.9 Supervisión

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

6.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

La carga vertical resistente, P_R, se calculará como:

$$P_R = F_R F_E \left(f'_m A_T + \sum A_s f_y\right) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T \qquad (0.1)$$

donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 0; y

F_R se tomará igual a 0.6.

6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

6.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro reforzado interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 0. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 0.

6.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 0.2 y 0.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R, se calculará de acuerdo con las ecuaciones:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si} \quad 0 \le P_u \le \frac{P_R}{3} \tag{0.2}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si} \quad P_u \ge \frac{P_R}{3} \tag{0.3}$$

donde:

M_0 $= A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro;

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 0.2 y 0.3; y

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \le P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_0, afectando el resultado por $F_R = 0.8$ (ver figura 0.1).

6.4 Resistencia a cargas laterales

6.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales, V_R, será proporcionada por la mampostería, V_{mR}. Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR}, de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \tag{0.1}$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 0. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 0. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 0 para calcular V_{mR} y V_{sR}.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas, refuerzo vertical interior ni castillos internos de muros.

El factor de resistencia, F_R, se tomará igual a 0.7 (0).

6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR}, se calculará con la ecuación 0.2:

$$V_{mR} = F_R\,[(0.5 v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \le 1.5 F_R v'_m A_T f \tag{0.2}$$

donde A_T es el área transversal del muro.

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR}.

El factor f se determinará como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \tag{0.3}$$

para los casos intermedios de H/L, se interpolará linealmente.

6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escalerillas") para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh}, no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 0, 0, 0 y 0.

6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h, no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

6.4.3.3 Factor de área neta del muro

El factor de área neta de un muro reforzado interiormente, f_{nm}, es el cociente del área neta y el área buta del muro. El área neta del muro se determinará deduciendo del área bruta los huecos de las piezas que no se rellenen de concreto o mortero.

6.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f_{nm} f'_m$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm^2) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh}/s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

6.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{sR}, se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta \, p_h \, f_{yh} A_T \tag{0.4}$$

El valor de η se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T}(k_0 k_1 - 1) + \eta_s \tag{0.5}$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \tag{0.6}$$

$$k_1 = 1 - \alpha \, p_h f_{yh} \tag{0.7}$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases} \tag{0.8}$$

El valor de k_1 no será menor que $(1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha)$.

Para casos intermedios de H/L y f'_m, se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s, respectivamente; $\alpha = 0.45$ MPa^{-1} (0.045 (kg/cm^2)$^{-1}$.

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m$ el valor de η_s se multiplicará por $0.1 f_{nm} f'_m/(p_h f_{yh})$.

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \tag{0.9}$$

El valor de k_1 y η_s se calcularan de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

6.4.4 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

6.4.4.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR}, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T \tag{0.10}$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de V_{mR}.

6.4.4.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta \, p_h f_{yh} A_T \tag{0.11}$$

donde el factor η se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \tag{0.12}$$

k_1 y η_s se determinarán de conformidad con el inciso 0.

7. MUROS NO ESTRUCTURALES

7.1 Alcance

Son los que se construyen entre las vigas y columnas de un marco estructural y que no proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales ya que se construyen, intencionalmente, separados del marco, así como muros divisorios, pretiles, bardas etc., de los cuales no depende la seguridad de la estructura. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5), reforzada interiormente (Capítulo 6), o de otros materiales ligeros y cuya contribución a la resistencia y rigidez laterales sea poco significativa.

Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

a) Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.

b) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm.

c) Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.

d) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

7.2 Diseño

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral, δ_h, entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (inciso 0) más 10 mm ($\delta_h = \gamma_{li} \times H$). La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 0.1).

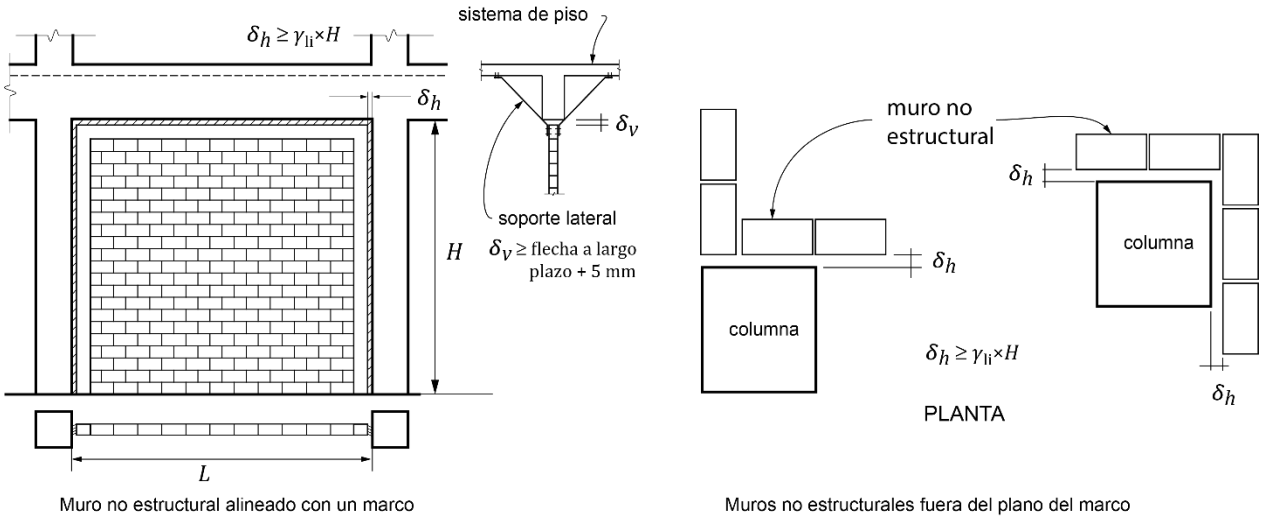


Figura 0.1 Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas

Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

En todos los casos, se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con lo requerido en la sección 2.7.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

8.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

8.2 Materiales

8.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm²);

b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm²);

c) La absorción máxima sea de 4 por ciento; y

d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10 por ciento.

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Mexicana correspondiente.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

8.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II (tabla 0.1), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 7.5 MPa (75 kg/cm²).

La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

8.3 Diseño

8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f'_m, y en cortante, v'_m, multiplicados por el factor de reducción de la resistencia, F_R, se tomarán como sigue:

$F_R\, f'_m = 2.0$ MPa (20 kg/cm²)

$F_R\, v'_m = 0.06$ MPa (0.6 kg/cm²)

8.3.2 Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión

$$P_R = F_R f'_m A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right) \qquad (0.1)$$

donde t es el espesor de la sección y e es la excentricidad con que actúa la carga que incluye los efectos de empujes laterales si existen. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales (inciso 0).

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente especificado en el inciso 0.

8.4 Cimientos

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal) (figura 0.1).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión.

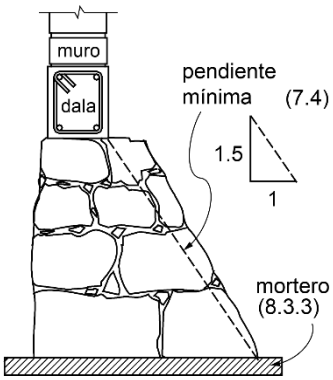


Figura 0.1 Cimiento de piedra

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 0.1.

En la tabla 0.1, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

Tabla 0.1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m²)	Claro máximo, m
menos de 20 (2000)	10.0
más de 20 (2000) hasta 25 (2500)	9.0
más de 25 (2500) hasta 30 (3000)	7.5
más de 30 (3000) hasta 40 (4000)	6.0
más de 40 (4000) hasta 50 (5000)	4.5

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm (figura 0.1).

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

8.5 Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

9. CONSTRUCCIÓN

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento de Construcciones para el D. F. y con lo indicado en este capítulo. El Director Responsable de Obra debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones de este capítulo.

9.1 Planos de construcción

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el D. F., los planos de construcción deberán señalar, al menos:

a) El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión media y de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.

b) El tipo de cementante a utilizar.

c) Características y tamaño de los agregados.

d) Proporcionamiento y resistencia a compresión media y de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así deberá indicarse en los planos. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero.

e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.

f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento.

g) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.

h) Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.

i) El módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.

j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.

k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

l) Tolerancias de construcción.

m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en el inciso 0.

9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales

9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Piezas

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros construidos con un mismo tipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayes a escala natural.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.

b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de arcilla deberán saturarse al menos 2 h antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.

c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (inciso 0).

d) Modulación de los bloques. Los bloques contarán con longitud modular de 400 mm, y altura modular de 200 mm, o mayores, en módulos de 100 mm, donde ambas dimensiones incluyen la junta de mortero.

9.2.1.2 Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor que 4 min, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.

b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.

c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.

d) Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias del inciso 0.

9.2.1.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, internos o externos al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

9.2.2 Procedimientos de construcción

9.2.2.1 Juntas de mortero

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor, h_j, será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

9.2.2.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (figura 0.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayes a escala natural.

9.2.2.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos

La unión vertical de la mampostería con los castillos externos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

9.2.2.4 Mortero de relleno y concreto de relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. En castillos y huecos internos se colocará el mortero de relleno o concreto de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se admite la compactación del mortero y concreto, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores que:

a) 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8000 mm²; o

b) 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8000 mm².

Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (figura 0.1).

En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (figura 0.1) y los huecos de las piezas multiperforadas, deberán rellenarse de acuerdo con el inciso 0.m

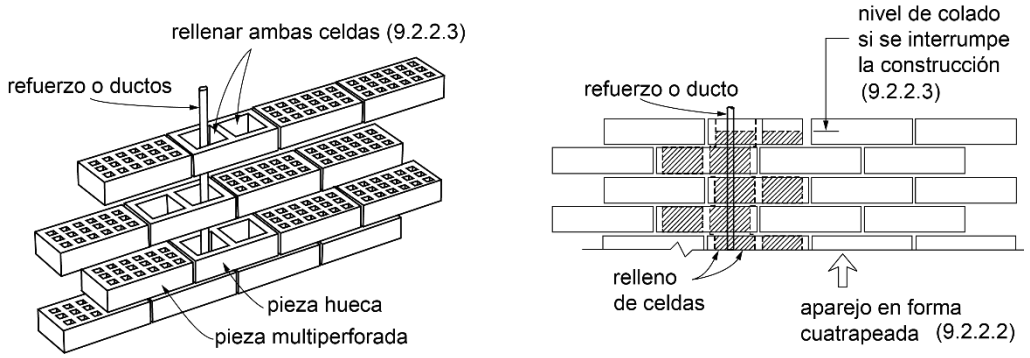


Figura 0.1 Relleno de piezas

9.2.2.5 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en la sección 0. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.

9.2.2.6 Tuberías y ductos

El Director Responsable de Obra o en su caso el Corresponsable en Instalaciones deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas no interfieren con las dalas ni los castillos, ya sean internos o externos, o en su caso, con el refuerzo interior en los muros.

Para garantizar el cumplimiento del inciso 0, en el caso de muros confinados construidos con piezas multiperforadas se deberá indicar en los planos estructurales la localización de piezas “doble hueco” para alojar tuberías y/o ductos.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5 y 6, respectivamente.

Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

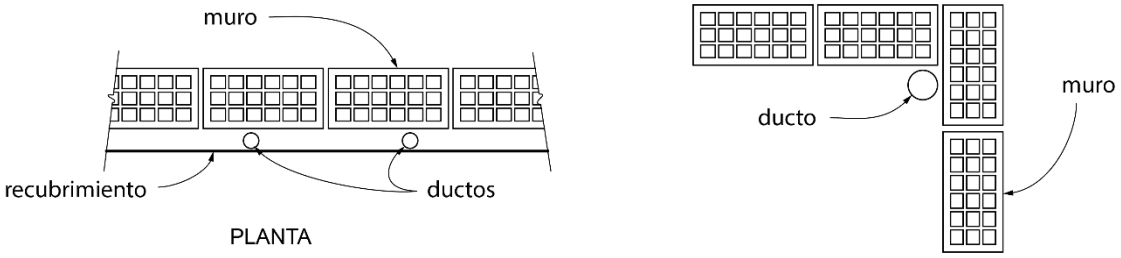


Figura 0.2 Ejemplos de ductos fuera del muro

Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0. Si no pueden satisfacerse estos incisos, las instalaciones se deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tendrá fines estructurales (figura 0.2).

9.2.2.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

Se permitirá ranurar el muro para alojar tuberías o ductos siempre que:

a) la profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ($t/4$) (figura 0.3);

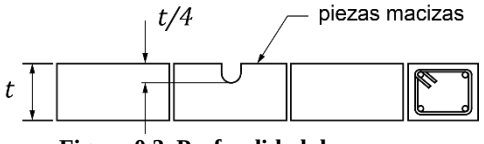


Figura 0.3 Profundidad de ranuras

b) el recorrido sea vertical;

c) el recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$); y

d) la ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm (figura 0.4).

e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en el inciso 5.1.3.

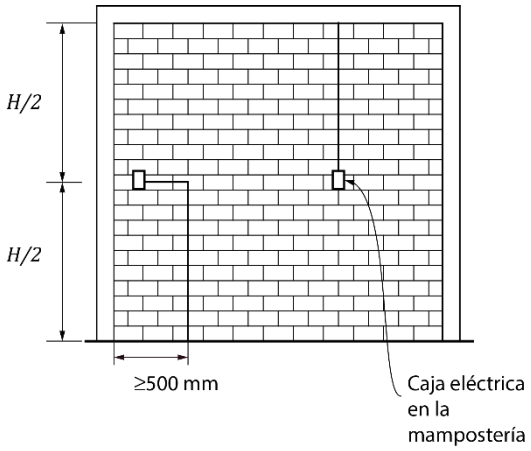


Figura 0.4 Ranuras en muros

9.2.2.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

No se permite ranurar el muro para alojar ductos o tuberías. Estos se deberán instalar en el interior de celdas de piezas huecas rellenas de mortero o concreto.

El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

9.2.2.9 Tuberías en muros reforzados interiormente

En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenadas con concreto o mortero de relleno (inciso 0).

9.2.2.10 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

a) La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor que 100 mm, en estructuras del Tipo I, ni que 120 mm en estructuras del Tipo II.

b) Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (incisos 0, 0 y 0), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

c) Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.

d) Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

e) Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.

f) En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

9.2.2.11 Tolerancias

a) En ningún punto, el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm del indicado en los planos.

b) El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 15 mm.

9.2.2.12 Muros no estructurales

Los muros divisorios no estructurales deberán indicarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales (figura 0.1).

9.2.2.13 Acabados de muros

En los pasillos y escaleras que formen parte de la ruta de evacuación por emergencia de una edificación, la fijación de los acabados deberá detallarse y construirse para evitar su desprendimiento y el bloqueo de la circulación.

9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

9.3.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

9.3.2 Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos del inciso 0.

9.3.3 Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón (que cubran el espesor del muro), que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. No deberán existir planos definidos de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos del inciso 0 que sean aplicables.

9.4 Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en el inciso 0 de estas Normas.

10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

10.1 Inspección

El Director Responsable de Obra deberá supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas señaladas en este Capítulo.

10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si la cimentación es de concreto, y con las especificaciones de la sección 0 de estas Normas, si la cimentación es de mampostería.

Se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales. Se hará énfasis en que se cumpla con los incisos 0 y 0.

10.1.2 Durante la construcción

En especial, se revisará que:

a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.

b) Las piezas de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.

c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.

d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.

e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción.

f) El aparejo sea cuatrapeado.

g) Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal.

h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.

i) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.

j) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación.

k) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas de hasta cuatro celdas se realice a la altura máxima especificada en los planos.

l) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.

m) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm.

n) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.

o) El desplomo del muro no exceda 0.004H ni 15 mm.

p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.

q) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos internos), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.

r) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.

s) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.

t) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.

u) Los pretiles cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

10.2 Control de obra

10.2.1 Alcance

Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra. No será necesario aplicar estas disposiciones en estructuras Tipo I.

10.2.2 Muestreo y ensayes

10.2.2.1 Mortero para pegar piezas

Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos dos muestras serán de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso en edificios de más niveles.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso en edificios de más niveles.

Para el control de la resistencia del mortero en obra, se utilizará la resistencia media conforme a lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Para el control en obra de las propiedades del mortero en estado fresco tales como porcentaje de retención de agua, fluidez y revenimiento se aplicará lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas en el caso de morteros, y de tres cilindros en el caso de concretos de relleno. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas de mortero se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. La elaboración, curado y ensaye de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-159 y NMX-C-083-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.3 Mampostería

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido con cada tipo de pieza. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificios de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles. Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción del lote. Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete. Se aceptará elaborar las probetas en laboratorio usando las piezas, la mezcla en seco del mortero y la cantidad de agua empleada en la construcción del lote. La elaboración, curado, transporte, ensaye y determinación de las resistencias de las probetas se hará según lo indicado en las normas NMX-C-464-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

a) Penetración del mortero. Se determinará la penetración del mortero retirando una pieza multiperforada en un muro de planta baja si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.

b) Consumo de mortero. Se controlará el consumo de mortero que penetra en las perforaciones de las piezas, adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical, en todos los muros de planta baja, si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.

10.2.3 Criterio de aceptación

10.2.3.1 De morteros y mampostería

El criterio de aceptación se basa en que la resistencia de diseño, especificada en los planos de construcción, sea alcanzada por lo menos por el 98 por ciento de las probetas. Es decir, se deberá cumplir que

$$z' \geq \frac{\bar{z}}{1 + 2.5c_z} \qquad (0.1)$$

donde:

z' resistencia de diseño de interés (f_j' del mortero o del mortero o concreto de relleno, f_m' y v_m' de la mampostería);

$\bar{z}$ resistencias medias de las muestras obtenidas según el inciso 0; y

c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras, que en ningún caso será menor que 0.20 para la resistencia a compresión de los morteros o de los concretos de relleno y que lo indicado en las secciones 0 y 0 para pilas y muretes, respectivamente.

10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

Si se opta por el apartado 0.a, la penetración media del mortero, tanto en la junta superior como en la inferior de la pieza, será de 10 mm, a menos que los planos de construcción especifiquen otros valores mínimos.

Se aceptará si, aplicando el inciso 0.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

Se debe cumplir con lo señalado en las secciones 0 y 0. Adicionalmente, será necesario respaldar con muestreo y pruebas de laboratorio las características de los materiales utilizados en la rehabilitación, incluyendo las de aquellos productos comerciales que las especifiquen al momento de su compra.

Se deberá verificar la correcta aplicación de las soluciones de proyecto, así como la capacidad, sea resistente o de deformación, de elementos o componentes, tales como los conectores.

La medición de las características dinámicas de una estructura proporciona información útil para juzgar la efectividad de la rehabilitación, cuando ésta incluye refuerzo, adición o retiro de elementos estructurales.

11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

11.1 Evaluación

11.1.1 Necesidad de evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambie su uso, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F..

11.1.2 Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.

b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.

c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.

d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

11.1.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

11.1.3.1 Información básica

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.

b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.

c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.

d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.

e) Definir el alcance y magnitud de los daños.

f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.

g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

11.1.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

11.1.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

11.1.4.1 Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

11.1.4.2 Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.

b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.

c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.

d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

11.1.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

11.1.5.1 Impacto del daño

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

11.1.5.2 Edificación sin daño estructural

Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

11.1.5.3 Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

11.1.5.4 Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

11.1.5.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

11.1.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación

11.1.6.1 Daño ligero

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presentan daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

11.1.6.2 Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad (resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación) de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

11.2 Evaluación de mampostería no reforzada

11.2.1 Alcance

Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros no reforzados aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dalas, no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 0 y 0.

Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple; los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la revisión de estructuras existentes.

No se considerará como muros estructurales a aquellos elementos con espesor, t, menor que 100 mm.

Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará el factor de comportamiento sísmico prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

11.2.2 Fuerzas y momentos para revisión

Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

11.2.3 Resistencia a compresión

La carga vertical resistente P_R de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T \quad (0.1)$$

donde:

F_E se obtendrá de acuerdo con el inciso 0.; y
F_R se tomará igual a 0.3.

11.2.4 Resistencia a flexocompresión

La resistencia a flexocompresión se calculará, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m. El factor de reducción F_R se tomará según el inciso 0.

11.2.5 Resistencia a cargas laterales

La fuerza cortante resistente, V_{mR}, de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T \quad (0.2)$$

donde:

F_R se tomará igual a 0.4 (inciso 0); y
P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical es de tensión, se tomará $V_{mR} = 0$.

11.3 Rehabilitación

11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

11.3.1.1 Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

11.3.1.2 Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada).

11.3.3 Reparación de elementos

11.3.3.1 Alcance

Cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo de inyección de grietas depende, entre otros factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original.

11.3.3.3 Reparación de grietas

a) Inyección de fluidos.

Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío.

Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica.

La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por obturar y de la absorción de las piezas.

Cuando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I.

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

b) Inserción de piezas metálicas

Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

c) Aplanado sobre malla

Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión

Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

11.3.4 Refuerzo

11.3.4.1 Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistente o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería

Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas.

En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en los incisos 0, 0 o 0 y en el Capítulo 8.

Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 0 y 0. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las secciones 0, 0 y el Capítulo 8. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

11.3.4.4 Adición o retiro de muros

Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla.

Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 0.

11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 0. La inspección y control de calidad deben cumplir con lo señalado en el Capítulo 0.

APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO

A.1 Definiciones

Distorsión

Rotación del eje vertical del muro bajo carga lateral, con respecto a la vertical. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral aplicado a nivel de losa, y medido a la mitad de la longitud del muro, entre la altura del entrepiso.

Ductilidad

Cociente entre la distorsión a la resistencia del espécimen y la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente.

Espécimen

Estructura probada en el laboratorio que representa el arreglo común del refuerzo y condiciones de borde.

Resistencia

Máxima capacidad de carga en un ciclo o para una distorsión determinada. Puede ser medida o calculada.

Rigidez de ciclo

Pendiente de la secante que une los puntos de máxima distorsión, en sentidos positivo y negativo, para un mismo ciclo.

A.2 Notación

H	altura no restringida del muro, mm (cm)
n	número de niveles
Q	factor de comportamiento sísmico
R	resistencia lateral de diseño calculada del espécimen con un factor de resistencia unitario, N (kg)

R_a	resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)
$R_{máx}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)
R_y	resistencia de fluencia del modelo elastoplástico equivalente, kN (kg)
$R_{\gamma max}$	resistencia experimental obtenida de la envolvente a la distorsión máxima admisible dividida entre 2, kN (kg)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)
γ_{max}	Distorsión límite de entrepiso
θ	distorsión
θ_{max}	distorsión a la resistencia del espécimen, medida experimentalmente.
θ_y	distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente
θ_u	distorsión a la falla experimental o última, cuando la resistencia del muro es $0.8R_{max}$
λ	factor de sobrerresistencia de las conexiones.

A.3 Alcance

En este apéndice se establece el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de muros de mampostería que sean diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los sismos. La aceptación se apoya en evidencia experimental de su desempeño, así como en análisis matemáticos.

El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de estas Normas, y hecha con piezas macizas o huecas.

Se deberá establecer, mediante las pruebas de laboratorio de los especímenes, la resistencia a carga lateral, la capacidad de desplazamiento lateral, la ductilidad y la rigidez lateral.

El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a una distorsión al menos igual a $\gamma_{max}/2$.

A.4 Criterio de diseño de los especímenes

Antes de realizar las pruebas, se deberá contar con un proceso de diseño, en cuyo desarrollo se hayan incluido el comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de conexiones y refuerzo, así como la influencia de las cargas cíclicas reversibles. Si el desarrollo del proceso requiere de pruebas preliminares, éstas no serán parte de las pruebas para aceptación objeto del Apéndice.

Los especímenes se diseñarán con este proceso de diseño. Se determinará la resistencia lateral calculada, R, a partir de las propiedades geométricas especificadas, de los esfuerzos de fluencia especificados del acero, de las resistencias de la mampostería especificadas y concreto (si aplica), de un análisis de compatibilidad de deformación y usando un factor de resistencia unitario.

Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea λ veces la resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a. El término conexión se refiere, por ejemplo, a la unión entre muros transversales u oblicuos, a la unión del espécimen con la cimentación y con sistemas de piso o techo, y a la unión entre elementos que proporcionan resistencia, rigidez o confinamiento, como es el caso de castillos en la mampostería confinada. El valor mínimo del factor de sobrerresistencia de las conexiones, λ, será 1.3.

La resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a, se calculará usando el proceso de diseño del sistema, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas reales (medidas), con un factor de resistencia unitario, incluyendo, si aplica, los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

A.5 Especímenes de pruebas

Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

Los especímenes se diseñarán y construirán a una escala que permita reproducir fielmente los fenómenos de transmisión de carga, en particular en las conexiones y bordes. La menor escala permitida será un medio.

Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

A.6 Laboratorio

Las pruebas se llevarán a cabo en un laboratorio de reconocido prestigio y que cuente con equipos calibrados. El programa experimental y los análisis de datos deberán ser revisados por el Comité Asesor en Seguridad Estructural del Distrito Federal.

A.7 Protocolo de ensayo

Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la figura 0.1 0.1. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones de la figura 0.1 hasta alcanzar la falla o la resistencia se reduzca un 20% respecto a la carga máxima.

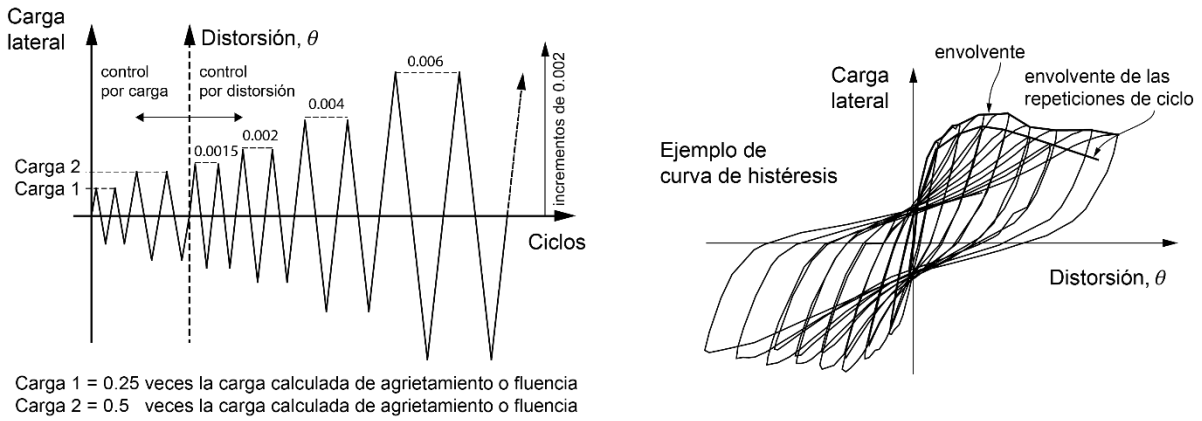


Figura 0.1 Historia de carga y curva carga lateral–distorsión

La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

Durante los ensayes se llevará, al menos, un registro gráfico que defina la curva carga lateral–distorsión, uno fotográfico del espécimen al término de cada pareja de ciclos a una misma distorsión y uno escrito con la fecha de prueba, nombre del operador y la información de los sucesos relevantes ocurridos durante el ensaye, tales como agrietamientos, desconchamientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.

A.8 Informe de pruebas

El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

A.8.1 Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, nombre del supervisor (Corresponsable en Seguridad Estructural) y del patrocinador.

A.8.2 Teoría usada para calcular la resistencia (con factor de resistencia unitario) y el valor predicho. Si se espera más de un modo de falla, se deberán incluir las teorías y resistencias asociadas a cada modo de falla.

A.8.3 Detalles de los especímenes ensayados: dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo, así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas.

A.8.4 Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio.

A.8.5 Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras.

A.8.6 Tipo, localización y propósito de los sensores usados en la instrumentación. Se deberán incluir, si aplica, las características del sistema de captura de datos. Se presentarán fotos y figuras.

A.8.7 Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen.

A.8.8 Descripción del desempeño observado durante los experimentos, con fotos del espécimen inmediatamente después de algún suceso relevante. Al menos, se incluirán fotos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, a la formación de un patrón estable de agrietamiento, a la distorsión asociada a la resistencia medida, a la distorsión asociada a una caída del 20 por ciento de la resistencia medida y al final de la prueba.

A.8.9 Gráfica de la curva carga lateral–distorsión (figura 0.1)

A.8.10 Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión (figura 0.1).

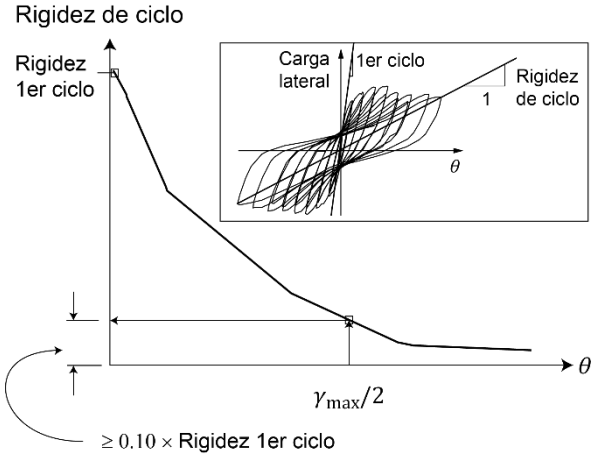


Figura 0.1 Degradación de rigidez de ciclo

A.8.11 El modelo elastoplástico equivalente de la envolvente, en ambas direcciones, de la curva de fuerza cortante contra distorsión, definido por la distorsión a la fluencia θ_y y la fuerza lateral de fluencia R_y. El modelo elastoplástico equivalente se obtiene de manera que se cumpla que:

a) El área bajo la curva del modelo elastoplástico equivalente sea igual al área bajo la curva de la envolvente de la curva fuerza lateral contra distorsión obtenida experimentalmente considerada hasta la distorsión última θ_u; y

b) La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea 0.6 R_y (Figura 0.2)

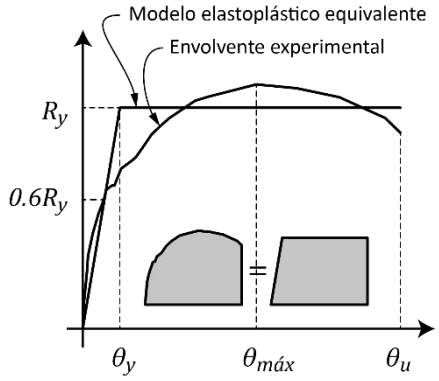


Figura 0.2 Modelo elastoplástico equivalente

A.9 Criterio de aceptación

Se considerará que el espécimen satisface el criterio de aceptación si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.9.1 La resistencia medida, $R_{máx}$, es menor que λR (figura 0.1), donde λ es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en la sección A.4. Lo anterior se comprobará por el hecho de que no falle ninguna conexión de las que se señalan en el inciso A.4.

A.9.2 El espécimen alcanza una resistencia, R_{max}, igual o superior a la calculada, R, para una distorsión, θ_{max}, mayor o igual a $\gamma_{max}/2$, donde γ_{max} es la distorsión límite de entrepiso especificada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, de acuerdo con el tipo de pieza y a si el muro tiene o no refuerzo horizontal (figura 0.1).

A.9.3 El cociente

$$\frac{R_{máx}}{R_{\gamma max}} \text{ sea mayor o igual a } \begin{cases} 0.6 & \text{para muros sin refuerzo horizontal} \\ 0.8 & \text{para muros con refuerzo horizontal} \end{cases}$$

donde $R_{\gamma max}$ es la resistencia que corresponde a una distorsión igual a la distorsión $\gamma_{max}/2$, γ_{max} se define en las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo, dependiendo del tipo de pieza y de si el muro tiene refuerzo horizontal o no (figura 0.1).

A.9.4 La rigidez de ciclo para la distorsión $\gamma_{max}/2$ no sea menor que 0.1 veces la rigidez de ciclo calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento (figura A.8.1).

A.9.5 La ductilidad calculada como θ_{max}/θ_y deberá cumplir que

$$\frac{\theta_{max}}{\theta_y} \geq 1 + 4(Q - 1)$$

donde θ_{max} es la distorsión a la resistencia y θ_y es la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente, como se define en el inciso A.8.11, donde Q es el valor máximo admisible del factor de comportamiento sísmico en función del tipo de pieza y de si se incluye refuerzo horizontal, que se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

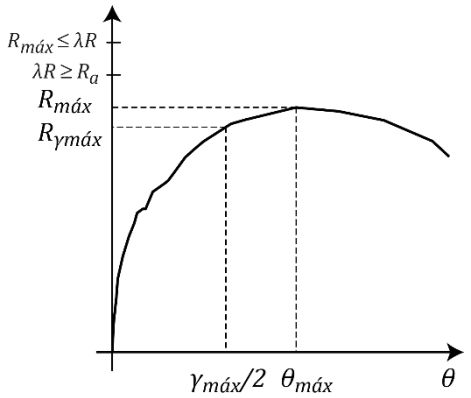


Figura 0.1 Resistencia y resistencia a la distorsión máxima admisible.

APÉNDICE NORMATIVO B. modelación de estructuras de mampostería

B.1 Modelos con columna ancha

En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos de muro se pueden modelar como columnas anchas (figura 0.1), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento de muro de acuerdo con los siguientes apartados:

a) Área transversal. Será el área transversal del muro más el área transformada de los castillos que se estén considerando en la sección del muro. Los castillos

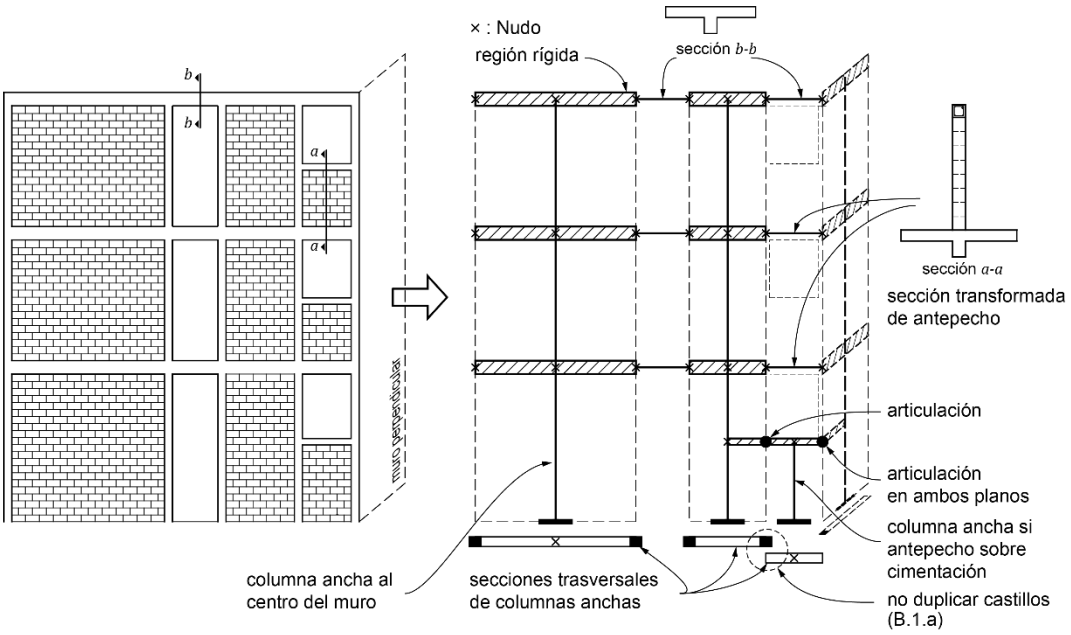


Figura 0.1 Modelo de columna ancha

deberán incluirse solamente en la sección transversal de un solo muro (no deben duplicarse en el modelo).

b) Área de cortante en la dirección paralela al muro. En forma aproximada, el área de cortante podrá estimarse como el área del muro más el área sin transformar de los castillos.

c) Área de cortante en el sentido transversal. Deberá tomarse como el área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos y todo dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares).

d) Momento de inercia con respecto al eje centroidal trasversal de la sección. Se tomará como la suma del momento de inercia de la sección de mampostería y el momento de inercia transformado de los castillos considerados en la sección, respecto al mismo eje.

e) Inercia respecto al eje paralelo al muro. Se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos.

f) Constante de torsión de Saint Venant. Se tomará como $Lt^3/3$.

Por simplicidad, los ejes de las columnas anchas podrán localizarse en el centro del muro o segmento del muro que se modela, siempre que la distancia del centro del muro al centroide de la sección no sea mayor que 15% de la longitud del muro.

Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con extremos rígidos dentro del ancho del muro y con el momento de inercia de la losa con un ancho efectivo, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretiles (figura 0.2). Los momentos de inercia deberán calcularse, en todos los casos, con respecto a ejes centroidales de la sección que se considere.

Los muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, podrán dividirse, para efectos de modelación, en uno o más segmentos, cada uno para modelarse con una columna ancha, siempre que la longitud del muro dividida entre la altura libre del muro sea al menos 1.4 ($L/H \geq 1.4$).

En los análisis, se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m, con valores para cargas de corta duración (incisos 0 y 0). Los valores deberán reflejar las rigideces axial y de cortante que se esperan obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos (sección 0).

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretiles, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene viga o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa (figura 0.2).

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un

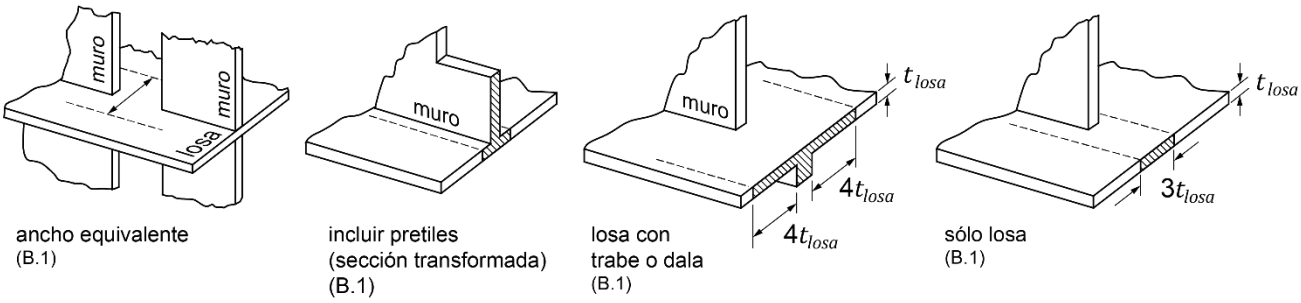


Figura 0.2 Ancho equivalente en losas

ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (figura 0.3).

Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación (figura 0.1), en cuyo caso los segmentos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros. Se admite usar el método de elementos finitos, el método de puntales y tensores u otros procedimientos analíticos similares que permitan modelar adecuadamente la distribución de las aberturas en los muros y su impacto en las rigideces, deformaciones y distribuciones de esfuerzos a lo largo y alto de los muros.

Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral (ver Capítulo 0).

Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.

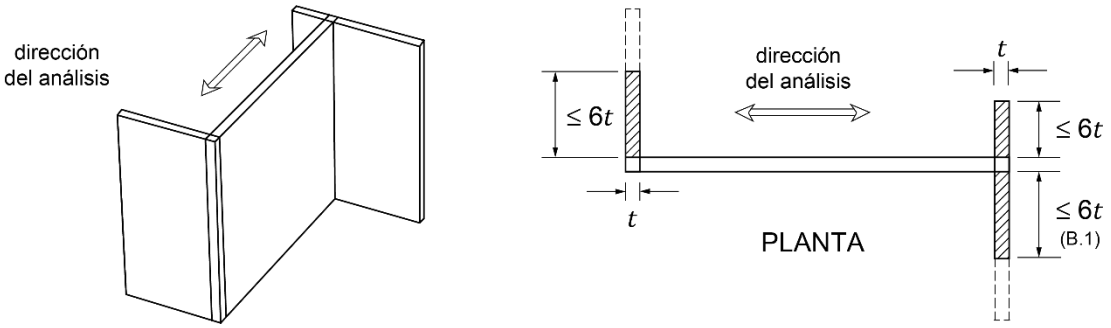


Figura 0.3 Ancho efectivo del patín a compresión en muros para análisis a base de marcos planos

B.2 Modelos con elementos finitos

B.2.1 Muros de carga

Los muros de mampostería podrán modelarse con elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez sólo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos lineales tipo cascarón (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al espesor del muro.

Se utilizará un solo elemento por panel, siendo un panel el área de muro delimitada por castillos y dalas, siempre que la relación de aspecto del elemento no sea mayor que 2; en caso contrario se propondrá una malla de elementos que cumplan este requisito.

Los elementos contiguos tanto en el plano del muro como fuera de él deberán ser continuos en los nudos.

Los castillos se modelarán con elementos prismáticos tipo barra localizados en el centroide de la sección transversal del castillo y las propiedades mecánicas del concreto de que están hechos. Los elementos barra deberán ser continuos en los nudos de todos los elementos finitos contiguos (figura 0.1).

Será admisible utilizar un modelo más detallado siempre que los castillos estén debidamente representados en el modelo.

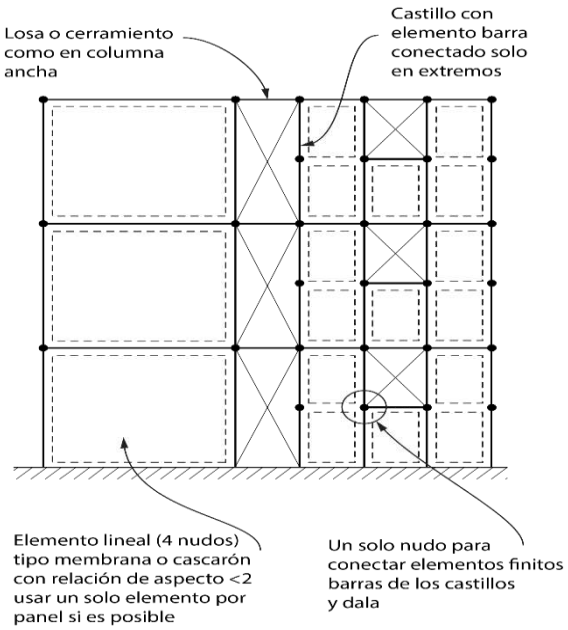


Figura 0.1 Modelo de muro con elementos finitos

APÉNDICE NORMATIVO C. Glosario

Glosario para las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

A

1. Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.

2. Aditivo

Material, distinto al agua, agregados, material cementante o fibras de refuerzo, usado como un ingrediente en una mezcla cementante para modificar sus propiedades y es agregado al conjunto antes o durante el mezclado.

3. Aglutinante

Material que permite pegar un elemento con otro de modo que resulte en un cuerpo compacto; materiales cementantes.

4. Alambre

Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

5. Alambrón

Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

6. Albañilería

Ver “mampostería”. Obra de ladrillo, piedra, cal y arena; sinónimo de mampostería.

7. Alvéolo

Cavidad o hueco de los que forma un conjunto, que se deja en el interior de piezas de mampostería.

8. Aparejo

Disposición geométrica en que quedan colocadas las piezas de mampostería en el muro. Disposición de los ladrillos y piedras en una construcción.

9. Aplanado

Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos de revoque, enlucido y enjarre.

10. Aplastamiento

Desmoronamiento local de la piedra, mampostería o concreto debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

11. Arcilla

Material mineral de partículas muy finas compuesto principalmente por agregados de silicatos de aluminio hidratados, el cual posee propiedades plásticas.

12. Asentamiento

Deformación vertical que experimenta una estructura por deformaciones del terreno situado bajo la misma.

B

13. Barra de refuerzo

Elemento de acero, con sección transversal nominal uniforme, utilizado para reforzar el concreto o la mampostería con diámetro mayor que 6.35 mm.

14. Bloque

Pieza de mampostería cuyo largo nominal es 400 mm o mayor, en módulos de 100 mm y cuya altura nominal es de 200 mm, (incluyendo la junta de mortero). Generalmente se fabrica de concreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

15. Bovedilla

Elemento que se apoya entre viguetas, a modo de cimbra perdida, para aligerar el sistema de piso. Puede ser de concreto vibrocomprimido, arcilla, poliestireno u otros materiales.

C

16. Cabeceo

Preparación de la superficie de un espécimen con el objetivo de obtener la planicidad requerida para su ensaye.

17. Cadena

Ver “dala”.

18. Canto rodado

Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste de erosión.

19. Carga muerta

Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

20. Carga viva

Incluye las acciones derivadas del uso del edifico y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

21. Castillo

Elemento estructural vertical, de concreto reforzado, colocado en los bordes del muro y de sus huecos. En muros reforzados se ligan con las dalas para proporcionar confinamiento. Pueden ser internos o externos en relación al muro.

22. Castillo interno

Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro.

23. Castillo externo

Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

24. Celda

Espacio vacío que atraviesa la pieza de mampostería por lo menos en el 95% de su altura con el fin de aligerarla y eventualmente alojar los elementos de refuerzo, tuberías e instalaciones.

25. Cementante

Material inorgánico finamente pulverizado que en presencia de agua tiene la propiedad de fraguar y endurecer, y que permite unir o pegar piezas de mampostería de modo que resulte un cuerpo compacto.

26. Cemento Portland

Cementante hidráulico compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, la cual es parcialmente fundida en horno (kiln) y molida para hacer el cemento.

Aglutinante hidráulico producido por la pulverización de clínker y sulfatos de calcio en algunas de sus formas.

27. Cimbra

Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

28. Cimentación

Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

29. Claro

Dimensión horizontal entre las caras internas de dos apoyos de una viga o losa.

30. Colado

Proceso en el cual una mezcla fresca de concreto, o mortero, es colocada en un molde o cimbra, donde se le deja endurecer (fraguar).

31. Columna

Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de flexocompresión.

32. Comportamiento no lineal

Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional y que genera deformaciones permanentes, lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

33. Compresión

Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural paralelas a su eje. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

34. Concreto hidráulico

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y gruesos y agua. También puede tener aditivos y fibras. Una vez endurecido, tomando la forma del molde, y generalmente reforzado con acero, es capaz de tomar cargas como parte de una estructura.

35. Continuidad

Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

36. Contracción plástica

Reducción del volumen que ocurre cuando el concreto, mortero o pasta cementante, está pasando de su estado plástico (aún no ha fraguado) al estado endurecido.

37. Contrafuertes

Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de una cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

38. Contratrabe

Viga de concreto reforzado, construida para reforzar y rigidizar la cimentación.

39. Corrosión

Deterioro de un material provocado por reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación.

40. Corrugado

Surcos o resaltos sobre una superficie, normalmente siguiendo un patrón determinado. Se usa en barras, alambres y láminas de acero para refuerzo de concreto.

41. Cortante

Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

42. Cuantía de refuerzo

Relación del área del refuerzo entre el área del concreto o mampostería en cualquier sección de un elemento.

43. Cuatrapeado

Aparejo en el que se colocan los elementos de manera alternada; i.e. colocación de las piezas con sus extremos verticales alternados respecto a la hilada inferior.

D

44. Dala

Elemento horizontal de concreto reforzado, colocada sobre el muro (dala de cerramiento), debajo de él (dala de desplante) o alrededor de huecos. En muros se conecta a los castillos para proporcionar confinamiento.

45. Deformación

Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

46. Dentado

Corte en forma de diente o cuña en las piezas del borde vertical de un muro de mampostería para realizar la unión con el castillo. Como alternativa en piezas industrializadas, se deja sobresaliendo una de cada dos hiladas para formar un dentado rectangular en el borde que llevará el castillo.

47. Desplomo

Desviación con respecto a la vertical de un elemento, normalmente se refiere a un muro o a una columna.

48. Diafragma

Elemento estructural diseñado para soportar esfuerzos cortantes paralelos a su plano. Placa, muro u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o marco.

49. Dintel

Elemento de soporte horizontal ubicado sobre aberturas de muros, como puertas o ventanas.

50. Distorsión de entrepiso

Rotación del eje vertical del entrepiso. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral relativo a nivel de losas, entre la altura del entrepiso.

51. Dosificación

Pesado, o medición volumétrica, de los ingredientes para introducir a la mezcla de concreto o mortero según el proporcionamiento estipulado.

E

52. Elemento estructural

Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).

53. Empotramiento

Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

54. Encamisado

Técnica para aumentar la resistencia de un elemento estructural, la cual consiste en colocar componentes de refuerzo, como. mallas metálicas o fibras de polímeros, alrededor de las caras exteriores de los elementos estructurales.

55. Escalerilla

Refuerzo de acero, formado por dos alambres de acero paralelos, los cuales se unen entre sí por medio de elementos de acero transversales electro-soldados entre sí. Se prohíben para fines de resistencia lateral en muros.

56. Escarpio

Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

57. Esfuerzo

Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos normales a la superficie son de compresión y de tensión y los paralelos a ella son esfuerzos cortantes.

58. Estable (estabilidad)

Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.

59. Estribo

Barras o alambres de refuerzo con forma cerrada colocadas perpendicularmente, al sentido longitudinal de un elemento de concreto con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

F

60. Factor de carga

Factor de seguridad parcial mayor que la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.

61. Factor de resistencia

Factor de seguridad parcial menor que la unidad que se aplica a la resistencia calculada (o nominal) para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

62. Ferrocemento

Material estructural de poco espesor el cual se compone de una o varias capas de mallas de alambre revestidas con mortero, o mortero reforzado con mallas de alambre.

63. Flexión

Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.

64. Fluencia

Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzos de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.

65. Fluidez

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto fresco la cual indica su plasticidad y trabajabilidad.

66. Flujo plástico

Deformación con el paso del tiempo de un material debido a la permanencia de las cargas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

67. Fraguado

Proceso químico que resulta del desarrollo gradual de rigidez, pérdida de plasticidad, de una mezcla de cemento, adhesivo o resina.

G

68. Grapa

Pieza de metal con forma de U, utilizada para mantener unidas dos elementos. Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados.

69. Grieta

Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a este efecto. El término fisura es equivalente aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

H

70. Hilada

Serie de piezas de tabiques, o bloques, colocados horizontalmente.

71. Histéresis

Curva esfuerzo-deformación que describe el comportamiento de un espécimen que es esforzado más allá de su intervalo elástico en ciclos alternados de tensión y compresión. También conocido como “curva histerética”.

I

72. Intemperismo

Proceso fisicoquímico de descomposición, o desgaste, como respuesta a la exposición a agentes de la intemperie, como son el agua, la humedad, o las variaciones de temperatura.

J

73. Junta

En muros de mampostería es la separación, tanto vertical como horizontal, entre tabiques o bloques, que se rellena con mortero aglutinante o de pega.

L

74. Ladrillo

Ver “Tabique”

75. Laja

Tipo de roca plana, lisa y poco gruesa.

76. Lechada

Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida de cemento y/o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

77. Lindero

Límite de una propiedad.

78. Losa

Elemento estructural plano horizontal para cubrir un claro.

M

79. Mampostería

Construcción compuesta, integrada por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, que por lo general son lo suficientemente pequeñas como para ser manejadas por una persona y que son unidas entre sí con mortero aglutinante.

80. Marco

Un conjunto de elementos estructurales lineales, vigas y columnas, conectados en sus uniones.

81. Momento flexionante

Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.

82. Monolítico

Compuesto de un solo gran bloque de piedra lo que se simula con el material en un colado de concreto. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

83. Mortero

Mezcla de cementante y agua con agregado fino.

84. Murete

Probeta compuesta por piezas de mampostería, con una longitud de al menos una vez y media la dimensión máxima de la pieza y con el número de hiladas para tener una altura aproximadamente igual a la longitud.

85. Muro de carga

Se denomina así a un muro estructural con la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

86. Muro estructural

Es el elemento del que depende parte de la estabilidad de la edificación, contribuyendo a la resistencia a cargas laterales y/o verticales.

87. Muro no estructural

Es un muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia (viento, sismo, empujes por carga viva, etc.). Ejemplos son muros divisorios, pretiles, bardas.

P

88. Pandeo

Flexión súbita de un elemento que se despega de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistir cargas.

89. Paramento

Cada una de las dos caras de una pared.

90. Parapeto

Ver “pretil”.

91. Patín

Proyección horizontal en un extremo de la sección de un elemento, con lo que se proporciona un notable incremento de momento de inercia y de capacidad para resistir momentos flexionantes.

92. Peralte

Altura (peralto).

93. Permeabilidad

Capacidad de un material de permitir el flujo de líquidos o gases.

94. Peso propio

Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales.

95. Piedra labrada

Piedra que ha sido trabajada hasta llevarla a un estado, o forma, conveniente para su uso.

96. Piedra braza

Fragmento de roca natural, de origen volcánico, para uso en construcción.

97. Polímero

El producto obtenido del proceso de polimerización, también conocido como resina.

98. Polimerización

Reacción química en la cual dos o más moléculas de bajo peso molecular, se combinan para formar un compuesto de mayor peso molecular, el cual contiene el mismo número de elementos y en misma proporción.

99. Pretil

Muro no estructural de poca altura, aproximadamente no mayor que 1 m, el cual se forma por la continuación de las paredes exteriores sobre la azotea o bajo una ventana. Sinónimos: parapeto, antepecho de ventana.

100. Probeta

Parte de una muestra preparada, o no, con las dimensiones y características adecuadas para someterla a una prueba determinada.

101. Proporcionamiento

Acción de seleccionar las cantidades de los ingredientes para generar la mezcla, de mortero o concreto, más eficiente y con las propiedades requeridas con los materiales disponibles.

102. Puntal

Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para resistir cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

R

103. Refuerzo

Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros, que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema. En estas Normas se refiere a barras, alambres o mallas de acero embebidas o sujetas en el concreto o en la mampostería.

104. Resina

Sustancia orgánica o sintética de consistencia plástica viscosa, generalmente referida al producto de polimerización, y es capaz de endurecer cuando es mezclada con los reactivos adecuados.

105. Resina epóxica

Resina sintética de polímero termoestable el cuál se utiliza en recubrimientos o adhesivos especiales.

106. Resistencia

Máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.

107. Retención de agua

Propiedad de la mezcla de mortero, la cual al ser sometida a una prueba de succión retiene el agua de la mezcla. Se define como la relación entre la fluidez inicial y la fluidez después de la prueba de succión.

108. Revenimiento

Prueba realizada a una mezcla de concreto, o mortero fresco que permite determinar la consistencia del material.

109. Rigidez

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir una deformación unitaria.

S

110. Sangrado

Flujo de agua proveniente de una mezcla de concreto, o mortero, recién colocada y causado por el asentamiento de los agregados sólidos de la mezcla.

111. Segregación

Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

112. Superfluidificantes

Tipo de aditivo que modifica la consistencia de una mezcla de concreto, o mortero, aumentando la fluidez del concreto, lo que permite reducir la cantidad de agua.

T

113. Tabicón

Tabique macizo compuesto de concreto.

114. Tabique

Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de concreto. Puede ser macizo, hueco o multiperforado. Al tabique macizo de arcilla se le conoce comúnmente como ladrillo.

115. Talud

Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

116. Tensión

Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de las fibras de su sección transversal paralelas a su eje.

117. Tensor

Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

118. Tizón, a

Proceso constructivo en el que las piezas del aparejo en un muro de mampostería, se colocan con su dimensión más larga en sentido perpendicular al paramento.

119. Torsión

Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento. En relación a estructura completa es la rotación de los sistemas de pisos y techo alrededor del eje vertical durante la vibración por el efecto de sismos.

120. Trabajabilidad

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto, que indica qué tan fácilmente puede ser manejado, distribuido en la superficie de trabajo y compactado. (Ver también “fluidez”).

121. Trefilado

Proceso de reducción de una sección de metal estirándolo en frío a través de hileras de diámetro menor.

V

122. Viga

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimo, trabe.

123. Vigueta

Viga de tamaño relativamente angosto apoyadas sobre vigas o muros, con poca separación, para soportar bovedillas de losas de entrepiso o cubierta.

124. Voladizo

Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

Z

125. Zapata

Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada, hacía la parte de contacto con el terreno, para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada, corrida o de borde o lindero.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance
1.2 Unidades

2. ACCIONES DE DISEÑO
2.1 Tipos de acciones, según su duración
2.2 Intensidades de diseño
2.3 Combinaciones de acciones

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
3.1 Estados límite
3.2 Resistencia de diseño
3.2.1 Definición
3.2.2 Determinación de resistencias de diseño
3.3 Condiciones de diseño
3.4 Factores de carga
3.5 Pruebas de carga

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
4.1 Desplazamientos
4.2 Vibraciones
4.3 Otros estados límite

5. ACCIONES PERMANENTES
5.1 Cargas muertas
5.1.1 Definición y evaluación
5.1.2 Peso muerto de losas de concreto
5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

6. CARGAS VARIABLES
6.1 Cargas vivas
6.1.1 Definiciones
6.1.2 Disposiciones generales
6.1.3 Cargas vivas transitorias
6.1.4 Cambios de uso
6.2 Deformaciones impuestas
6.2.1 Hundimientos diferenciales
6.2.2 Deformaciones debidas a cambios de temperaturas
6.2.3 Efectos de construcción por fraguado
6.3 Vibraciones de maquinaria

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

NOTACIÓN

A	área tributaria, m²
c_t	coeficiente de dilatación térmica
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm²)
F_C	factor de carga
W	carga viva unitaria media, kN/m² (kg/m²)
W_a	carga viva unitaria instantánea, kN/m² (kg/m²)
W_m	carga viva unitaria máxima, kN/m² (kg/m²)
Δ_t	incremento de temperatura, grados Kelvin (°C)
ν	relación de Poisson

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

a) Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.

b) Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el artículo 147 del Reglamento.

c) Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. ACCIONES DE DISEÑO

2.1 Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2 Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;

b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;

2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y

4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años, excepto para aquellas, tales como los efectos de sismo o de viento, en que las normas técnicas correspondientes establezcan específicamente otros valores.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

2.3 Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Estados límite

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

3.2 Resistencias de diseño

3.2.1 Definición

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayes diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayes se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayes podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayes, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

3.4 Factores de carga

Para determinar el factor de carga, $\mathbf{F_C}$, se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3.5 Pruebas de carga

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos, y en todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas.

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensaye y el tipo de información que se espera recabar de él. La carga de diseño se establecerá de manera de producir los efectos más desfavorables en la construcción. La prueba podrá realizarse sobre prototipos o modelos de la estructura que reproduzcan fielmente las condiciones reales, en particular las formas de apoyo y de aplicación de las cargas.

El método de ensaye y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba.

Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura cuando menos durante veinticuatro horas. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si veinticuatro horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos setenta y dos horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en veinticuatro horas, setenta y cinco por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Desplazamientos

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

4.2 Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 4.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

4.3 Otros estados límite

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1 Cargas muertas

5.1.1 Definición y evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m² (**20** kg/m²). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m² (20 kg/m²) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m² (40 kg/m²). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

6. ACCIONES VARIABLES

6.1 Cargas vivas

6.1.1 Definiciones

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el inciso 6.1.2.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

6.1.2 Disposiciones generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

6.1.3 Cargas vivas transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

6.1.4 Cambios de uso o remodelación

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso o la remodelación de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

6.2 Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos, efectos de cambios de temperatura, efectos de contracción por fraguado, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Para miembros de concreto reforzado, el módulo de elasticidad se tomará igual al que corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas más las diferidas, determinadas de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

6.2.1 Hundimientos diferenciales

Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse las NTC de Cimentaciones. Para equipo sensible a este tipo de perturbaciones, los valores tolerables deberán establecerse con base en los criterios que establezcan los fabricantes. Para otros sistemas, los efectos de hundimientos diferenciales sobre una estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la Tabla 6.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos:

a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2cm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas.

b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana o en suelo cuyo número de golpes en la prueba de penetración estándar sea mayor que 20 por cada 30cm de profundidad, desde la superficie de desplante de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta, y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.

c) Cuando se cuente con información abundante de acuerdo con la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables que ella a los asentamientos, y dicha experiencia muestre que los hundimientos diferenciales carecen de importancia para el diseño de tales construcciones

6.2.2 Deformaciones producidas por cambios de temperatura

Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 metros en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trate de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

Los elementos estructurales que se encuentren en contacto con ambientes de temperatura controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambios de temperatura.

Para cuantificar los efectos de cambios de temperatura, se cuantificarán inicialmente los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales, sin considerar las restricciones impuestas por otros miembros o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. El comportamiento de la estructura podrá suponerse elástico lineal o elasto-plástico, si el tiempo no interviene como variable, o bien visco-elástico o visco-plástico, en caso de que se considere el tiempo.

Para el cálculo de variaciones totales de longitud y curvatura de miembros individuales, podrán realizarse análisis de flujo térmico que consideren las propiedades térmicas y grados de exposición de los elementos estructurales o bien las expresiones siguientes

$$\Delta L_{21} = CL_1 \, (\Delta T_{21})$$

$$\Delta K_{21} = C \, (\Delta G_{21})$$

donde:

ΔL_{21} = cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor T_1 a otro T_2

L_1 longitud del miembro a la temperatura T_1

$\Delta T_{21} = T_2 - T_1$, incremento de temperatura media

C coeficiente térmico de expansión lineal
En la Tabla 6.2.2 se presentan valores de C para materiales comunes. Para otros materiales se supondrán valores que, según pruebas de laboratorio, correspondan a una probabilidad baja de ser excedidos.

ΔK_{21} Cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor ΔG_1 a un valor ΔG_2

$\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$, incremento del gradiente medio de temperatura, es decir, diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras

En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de ΔT_{21} y ΔG_{21} podrán aplicarse los criterios expuestos en la Tabla 6.2.3.

6.2.3 Efectos de contracción por fraguado

Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura y a contracción por fraguado no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede tomarse igual a 0.00035 o estimarse mediante un análisis detallado, de acuerdo con la Tabla 6.2.4.

6.3 Vibraciones de maquinaria

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 4.2.

Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	

k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

[1] Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$

$$\left(60 + \frac{780}{\sqrt{A}}; en\ kg/m2\right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

[2] Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} \quad ; \quad \text{en kg/m}^2\right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

[3] En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.1.

[4] Para el diseño de los pretiles y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

[5] En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

[6] Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m, que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg /m²) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

[7] Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

[8] Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

[9] Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m^2 (100 kg/m^2) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso i) y en la Nota 8.

[10] Más una concentración de 15 kN (1 500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Tabla 6.2.1 Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras

TIPO DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE (m) *	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base deben diseñarse de tal manera que eviten fisuramiento y pandeo local
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la grúa. El asentamiento relativo entre guías en general no rige el desempeño.
Losa de cimentación rectangular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas esbeltas y altas, como torres, silos, tanques de agua.	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concreto con juntas.	0.015 (variación del ángulo en una junta)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal.
Marcos de acero: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	 0.006 0.006(1.255-0.0636n) 0.0018	n = número de pisos
Marcos de concreto reforzado: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	 0.004 0.004(1.255-0.0636n) 0.0012	n = número de pisos Deberá considerarse también como valor máximo tolerable un incremento semanal del hundimiento igual a 0.002 veces la distancia entre columnas.
Estructuras de acero de una o dos plantas, armaduras para cubierta, almacenes con muros flexibles.	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión puede limitar el hundimiento tolerable.
Casas de una o dos plantas, con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras.	0.002 a 0.003	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior.
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco o paneles móviles	0.002 a 0.003	La posibilidad de daños en la estructura puede limitar los desplazamientos tolerables.
Estructuras con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja.	0.001 a 0.002	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la aplicación de los acabados.

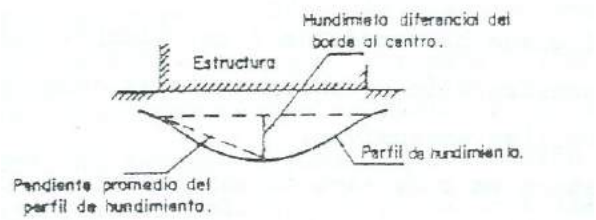
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m.	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables.
		Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial tolerable se expresa en radianes, y se refiere al asentamiento diferencial del centro del perfil de asentamientos con respecto a la línea recta que une ambos extremos, en la configuración deformada de la cimentación. Esto se muestra gráficamente en la figura de la izquierda.

Tabla.6.2.2 Coeficientes térmicos de expansión lineal

Material	Coeficiente C ($1 / {}^0C$)
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

Tabla 6.2.3 Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie

CASO	Espesor del elemento, cm, e	Incremento de temperatura media, ΔT_{21}	Incremento de gradiente medio de temperatura, ΔG_{21}
I Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 10$	$\pm 1.2\ V_{ma}$ *	0
	$e \geq 50$	$\pm 0.36\ V_{ma}$	0
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	0
II Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 10$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5\ V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0\ V_{ma}$	V_{ma} / e
	$e \geq 50$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45\ V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60\ V_{ma}$	$0.3\ V_{ma} / e$
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	

* V_{ma}: variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra. Puede considerarse igual a la temperatura máxima del mes más caluroso menos la temperatura mínima del mes más frío; a falta de información local específica, la variación anual puede tomarse igual a 25^oC.

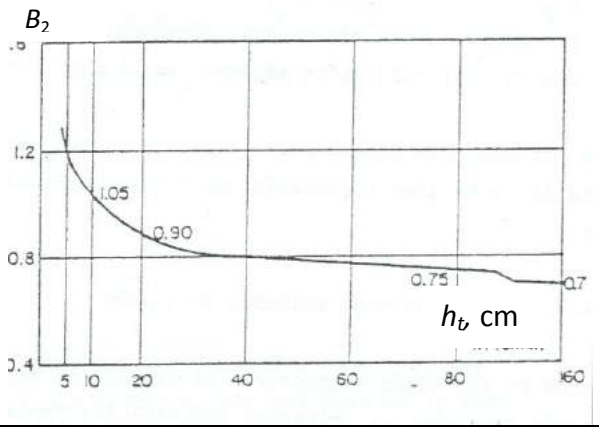
Tabla 6.2.4 Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto

ELEMENTO ESTRUCTURAL	CONTRACCIÓN UNITARIA	CURVATURA
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$U_f = B_1\ B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor h, con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo	$U_f = 0.5\ B_1\ B_2$	$K = \frac{B_1 B_2}{h}$

Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	N(p-p') < 30	$U = U_f\left(\frac{1}{1+0.02np'} - 0.16\alpha\right)$	$K = 0.32\frac{U_f}{D}n(p-p')$
	N(p-p') > 30	$U = U_f\left(\frac{1}{1+.02np'} - 0.5\right)$	$K = U_f / D$

$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{1/2})$. B_2 es una función de h_t que corrige por la contracción en función del área expuesta del elemento y de la humedad ambiente, según se muestra en la figura anexa; r es el revenimiento en centímetros; $h_t = 2A\lambda/\rho$, C y λ están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad

Exposición	Humedad relativa	C	λ
En el agua		-0.0001	30.0
Muy húmeda	90 %	0.00015	5.0
Humedad moderada	70%	0.0002	1.5
Seca	40%	0.0004	1.0



Notación

A	área de la sección transversal	α	$(np - np')^{1/3}$
A_a	área de acero de tensión	n	relación de módulos de elasticidad
A_a'	área de acero de compresión	p	$100\ A_a / bd$
b	área del elemento	p'	$100\ A_a' / bd$
d	peralte efectivo del elemento	ρ	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera
D	altura total del elemento	U_f	contracción unitaria

SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA Y SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS

ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ, Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda de la Ciudad de México e **ING. EDGAR OSWALDO TUNGÜÍ RODRÍGUEZ,** Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en los artículos 87 y 115 fracción XI del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 5, 15, fracciones II y V, 16 fracciones II y IV, 24 fracción XX y 27 de la Ley Orgánica de la Administración Pública de la Ciudad de México; 4º, fracciones III y VIII y Transitorio Tercero de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente; 7 fracción I de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal; 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal; 26, fracción X del Reglamento Interior de la Administración Pública del Distrito Federal, y 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV y Quinto Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que las Normas Técnicas Complementarias permiten orientar el desarrollo urbano hacia una Ciudad compacta, dinámica, policéntrica y que aproxime el empleo y los hogares a las redes de transporte público y propicie la equidad territorial, garantizando con ello mejores condiciones de vida para los habitantes de la Ciudad de México.

Que conforme a lo dispuesto en el artículo 10 de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, publicada en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 1º de diciembre de 2017, se señala que el Gobierno actualizará las Normas Técnicas Complementarias para: 1. Diseño de Cimentaciones; 2. Diseño por Sismo; 3. Diseño por Viento; 4. Diseño y Construcción de Estructuras de Acero; 5. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; 6. Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; 7. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 8. Revisión y Dictamen de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

Que el Gobierno de la Ciudad de México debe revisar las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones con el objeto de actualizar su contenido y requisitos según los avances en sus distintas materias. Las Normas Técnicas actualizadas servirán como plataforma para la implantación del Programa para la Transformación de la Ciudad de México en una CDMX cada vez más Resiliente establecido en el Artículo 105 de esa Ley.

Que con base en la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, el Gobierno debe elaborar las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación, aplicables a los edificios dañados por el sismo del 19 de Septiembre de 2017, hemos tenido a bien expedir la

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (NTC-RSEE)

ÍNDICE

CAPÍTULO PRIMERO. CONSIDERACIONES GENERALES
1.1 Alcance y contenido
1.2 Definiciones
1.3 Marco normativo

CAPÍTULO SEGUNDO. PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN
2.1 Propósito de la Revisión
2.2 Consideraciones generales de la Revisión
2.3 Propósito y consideraciones generales del Dictamen

CAPÍTULO TERCERO. CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES
3.1 Clasificación de los Corresponsables
3.2 Evaluación de los Corresponsables
3.3 Actualización de los Corresponsables

CAPÍTULO CUARTO. CONOCIMIENTO Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN
4.1 Especialistas Auxiliares en diseño estructural
4.2 Especialistas Auxiliares en ingeniería geotécnica
4.3 Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño

CAPÍTULO QUINTO. GESTIÓN DE LA REVISIÓN
5.1 Contratación del Corresponsable
5.2 Responsabilidades de la Revisión

CAPÍTULO SEXTO. TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN

CAPÍTULO SÉPTIMO. ALCANCES DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES
7.1 Alcance general
7.2 Alcance de los servicios profesionales del Corresponsable
7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural
7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería geotécnica
7.5 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en peligro sísmico

CAPÍTULO OCTAVO. PROCESO DE REVISIÓN

CAPÍTULO NOVENO. RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN

CAPÍTULO DÉCIMO. RESULTADO DE LA REVISIÓN

CAPÍTULO UNDÉCIMO. ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN

CAPÍTULO PRIMERO
CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance y contenido

Estas Normas contienen los requisitos mínimos para la revisión y la elaboración de dictámenes de la seguridad estructural de las edificaciones y la expedición de la responsiva requerida en el Artículo 36 del Reglamento.

En el Capítulo Primero se incluyen las definiciones de los conceptos usados en estas Normas.

En el Capítulo Segundo se describen el propósito y las consideraciones generales de la Revisión

En el Capítulo Tercero se incluyen los requisitos y procedimientos para la clasificación, evaluación y actualización de los Corresponsables en Seguridad Estructural que tendrán a su cargo la coordinación de la Revisión.

En el Capítulo Cuarto se detallan los conocimientos y experiencia que deben tener los Especialistas Auxiliares que intervengan en la Revisión.

En el Capítulo Quinto se establece el proceso de contratación del Corresponsable y de pago de derechos por trámite al Instituto de Seguridad de las Construcciones.

En el Capítulo Sexto se describen los tipos de proyectos sujetos a Revisión y a la participación de Especialistas Auxiliares.

En el Capítulo Séptimo se presentan los requisitos del alcance, general y específico, de los servicios profesionales de quienes intervienen en la Revisión.

En el Capítulo Octavo se especifica el proceso de Revisión.

Los criterios para la resolución de controversias se incluyen en el Capítulo Noveno.

En el Capítulo Décimo se especifican los documentos que deben entregarse a la Administración como resultado de la Revisión.

En el Capítulo Undécimo se especifican los alcances y requisitos que deben cumplirse en la elaboración de un Dictamen.

1.2 Definiciones

I. Comisión, a la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, referida en el Art 43 del Reglamento;

II. Consejo Técnico, al grupo asesor del Instituto que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables, en la identificación de Especialistas Auxiliares y en la resolución de controversias;

III. Constancia, a la Constancia de Seguridad Estructural referida en el Art. 71 del Reglamento;

IV. Constancia de Revisión, a la Constancia de registro de revisión de proyecto estructural, emitida por el Instituto;

V. Constructor, a la persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado conforme al Reglamento;

VI. Corresponsable, al Corresponsable en Seguridad Estructural;

VII. Dictamen, a los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural señalados en los Arts. 34 y 38 del Reglamento;

VIII. Edificación, a la construcción sobre un predio;

IX. Especialista Auxiliar, al profesionista especializado en ingeniería estructural, ingeniería geotécnica o en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño que colabora en la Revisión, bajo la coordinación del Corresponsable, en los temas de su especialidad.

X. Estudio de Mecánica de Suelos, al informe escrito que contiene las características geológicas y geotécnicas del sitio donde se llevará a cabo la obra, campaña de exploración, ensayes, determinación de las características mecánicas del material que compone el subsuelo, investigaciones geofísicas en su caso, y toda la información necesaria a fin de que el ingeniero geotécnico defina la cimentación adecuada para las condiciones del terreno, incluyendo la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias;

XI. Informe de Revisión, a los Informes señalados en la sección 7.2.

XII. Inmueble, al terreno y construcciones que en él se encuentran;

XIII. Instituto, al Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal;

XIV. Ley del Instituto, a la Ley del Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal.

XV. Normas, a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

XVI. Propietario o Poseedor, a la persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble, donde se pretende realizar alguna construcción, modificar la estructura de la construcción existente o construir una nueva estructura, o en su caso, hacer la revisión de las construcciones existentes;

XVII. Proyectista, a la persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto arquitectónico, de estructura o de instalaciones, de conformidad con el Reglamento y sus Normas.

XVIII. Proyecto ejecutivo de obra, al conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y definen los aspectos para la construcción de una obra o instalación;

XIX. Reglamento, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal;

XX. Revisión de Seguridad Estructural, a la comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura de obras nuevas o en proceso de construcción cuyos alcances se fijan según lo establecido en estas Normas;

XXI. Tarifas, al monto del pago de derechos por trámite al Instituto;

1.3 Marco normativo

La aplicación de estas Normas es obligatoria y es complementaria a la observancia de las otras Normas del Reglamento, en especial de las relacionadas con las acciones de diseño y con el análisis, diseño y construcción de estructuras con materiales de distintos tipos.

El Instituto es el órgano que coordina y organiza el proceso de Revisión y que acredita el nivel de los Corresponsables y controla la actuación de los mismos. El Instituto se rige por la Ley del Instituto.

El Instituto contará con un Consejo Técnico que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables y en la identificación de Especialistas Auxiliares. Los miembros del Consejo Técnico serán nombrados por el Instituto a propuesta del Comité Asesor en Seguridad Estructural del Distrito Federal y serán: un Presidente, quien será un reconocido especialista en diseño estructural; un Secretario Técnico, que recaerá en el Director del Instituto, y tres vocales, que serán reconocidos especialistas en diseño estructural, de diversas escuelas de Ingeniería.

CAPÍTULO SEGUNDO
PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN

2.1 Propósito de la Revisión

El propósito de la Revisión de un edificio es:

a) Contar con una constancia de revisión independiente y objetiva de los aspectos que determinan la seguridad y el adecuado desempeño del edificio y que forman parte del alcance de la Revisión; y

b) Identificar si los aspectos de diseño señalados en el alcance de la Revisión satisfacen los requisitos del Reglamento y de sus Normas aplicables.

La Revisión será aplicable al proyecto de una estructura nueva por ser construida o al de una estructura existente que será significativamente modificada.

La Revisión será coordinada por un Corresponsable quien otorgará su responsiva, la cual será registrada en su carnet, que deberá estar vigente, de conformidad con lo establecido en el Reglamento. La responsabilidad del diseño estructural y del cumplimiento de los requisitos del Reglamento y de sus Normas será del Proyectista. En ningún caso, el Corresponsable de un edificio podrá ser el Proyectista del mismo.

2.2 Consideraciones generales de la Revisión

La Revisión de un edificio deberá incluir la revisión del sistema estructural y de la cimentación (incluyendo la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias) para aquellos casos en que así se requiera en el Capítulo Sexto de estas Normas. En los casos señalados en estas Normas en que se requiera la intervención de Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimientos del terreno o sistemas no convencionales, se deberán cumplir los requisitos señalados en los Capítulos Sexto y Séptimo de estas Normas.

2.3 Propósito y consideraciones generales del Dictamen

El propósito de realizar un Dictamen de un edificio es contar con un documento técnico independiente y objetivo de la seguridad estructural de un edificio existente.

El Dictamen será elaborado por un Corresponsable y deberá cumplir con los alcances y requisitos establecidos en el Capítulo Undécimo de estas Normas.

CAPÍTULO TERCERO

CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES

3.1 Clasificación de los Corresponsables

Los Corresponsables se clasificarán en dos niveles. El nivel del Corresponsable dependerá de su experiencia profesional y conocimiento de los distintos aspectos del diseño estructural, mismo que deberá ser acreditado mediante exámenes de conocimiento correspondientes al nivel al que pretenda acceder. La clasificación de los Corresponsables es la siguiente:

a) Nivel 1 – son aquellos Corresponsables con al menos 5 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben el examen para Nivel 1;
b) Nivel 2 – son los Corresponsables con al menos 15 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben los exámenes para Nivel 2.

Los Corresponsables podrán:

a) Realizar Dictámenes (incluye a los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural y a las Constancias de seguridad estructural señalados en los Arts. 34, 38 y 71 del Reglamento);
b) Realizar y coordinar las Revisiones de proyectos especificados para su Nivel en el Capítulo Sexto.

3.2 Evaluación de los Corresponsables

Para ingresar al Nivel 1, se requiere haber cumplido con los requisitos establecidos en el artículo 37 del Reglamento.

Para ingresar al Nivel 2, el Corresponsable deberá aprobar los exámenes de conocimientos que prepare y aplique el Consejo Técnico y constate la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables.

3.3 Actualización de los Corresponsables

Con relación al artículo 39 fracción IV del Reglamento sobre el refrendo del registro como Corresponsable, la actualización profesional se considerará válida si incluye la constancia de aprobación de cursos de capacitación y actualización que sean sancionados por el Instituto previamente. Estos cursos deberán ser ofrecidos por entidades externas a la Administración.

CAPÍTULO CUARTO

CONOCIMIENTOS Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN

4.1 Especialistas Auxiliares en ingeniería estructural

Los Especialistas Auxiliares en ingeniería estructural que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en el alcance de la Revisión aprobada y el tipo de estructura. Adicionalmente deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, en:

a) Diseño estructural y detallado por sismo;
b) Evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras existentes;
c) Diseño de estructuras a base de materiales, sistemas o tecnologías por ser empleadas en el proyecto;

d) Análisis no lineal paso a paso;
e) Diseño por desempeño;
f) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación en ingeniería estructural.

4.2 Especialistas Auxiliares en ingeniería geotécnica

Los Especialistas Auxiliares en ingeniería geotécnica que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en el alcance de la Revisión aprobada, y en el tipo de suelo, cimentación y excavación propuestos. Adicionalmente deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, en:

a) Diseño de sistemas de cimentación y obras subterráneas del tipo propuesto para el proyecto;
b) Interpretación de estudios geotécnicos y geológicos;
c) Deslizamiento de masas térreas y otros peligros de sitio;
d) Soluciones para la contención y estabilización de excavaciones;
e) Mejoramiento de suelos;
f) Presión de tierra estática y dinámica;
g) Desagüe y bombeo de agua;
h) Efectos geotécnicos en estructuras vecinas;
i) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación en ingeniería geotécnica.

4.3 Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño

Los Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño, que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en los temas que relacionados con el alcance de la Revisión aprobada, y en los enfoques adoptados en la definición de estos temas. Adicionalmente, deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, en:

a) Requisitos del Reglamento relacionados con peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros sísmicos de sitio;
b) Características de fallas geológicas regionales y locales;
c) Efectos de sitio y espectros sísmicos de sitio;
d) Ecuaciones de predicción de movimientos del terreno;
e) Selección y escalamiento de movimientos, y su aplicación en una estructura;
f) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación sobre peligro sísmico y selección y escalamiento de movimientos.

CAPÍTULO QUINTO

GESTIÓN DE LA REVISIÓN

5.1 Contratación de los Corresponsables

a) El Propietario deberá seleccionar, de las listas que publique el Instituto, a un Corresponsable con el nivel correspondiente al tipo de proyecto por diseñar estructuralmente (según la sección 3.1 y el Capítulo Sexto);

b) El Corresponsable y el Propietario celebrarán un contrato de prestación de servicios profesionales, en donde se especifique el alcance de la Revisión y los honorarios por los servicios del Corresponsable, cumpliendo con los requisitos establecidos en el Capítulo Séptimo de estas Normas;

c) El Corresponsable determinará si se requiere la intervención de algún tipo de Especialista Auxiliar en la Revisión (ver Capítulos Sexto y Séptimo), en cuyo caso él mismo los seleccionará de las listas que publique el Instituto. El Propietario será responsable de la contratación de los Especialistas Auxiliares por la prestación de sus servicios profesionales;

d) Una vez contratados, el Propietario deberá registrar en el Instituto los nombres del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, en su caso. El registro deberá acompañarse de una copia firmada de los contratos de prestación de servicios profesionales indicados en los incisos b y c, en su caso;

e) El propietario debe pagar los derechos correspondientes al Instituto por el trámite de registro del proyecto estructural.

Los honorarios por los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares se establecerán de común acuerdo con el Propietario, tomando como referencia los aranceles publicados por los colegios de profesionistas y las sociedades técnicas afines.

5.2 Responsabilidades de la Revisión

La responsabilidad del diseño estructural, de los documentos de construcción (memorias, planos, etc.) y de demostrar que el diseño cumple con el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias aplicables es del Proyectista. El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, contratados por el propietario, registraran en el Instituto la Revisión del Proyecto Estructural, la cual deberá cumplir con lo establecido en la sección 2.1 de estas Normas.

Los informes de revisión y documentos del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares no deben ser considerados como documentos para construcción, ni deben ser usados de modo que se implique que el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares son responsables del diseño estructural.

CAPÍTULO SEXTO
TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN

En la Tabla 6.1 se indican las características de los proyectos que requieren Revisión por parte de un Corresponsable Nivel 1 o Nivel 2, así como el tipo de Especialistas Auxiliares que deben participar en la Revisión. El Especialista Auxiliar podrá ser el mismo Corresponsable, cuando cumpla con los requisitos de las secciones 3.1, 4.1 y 7.3, adicionalmente a los demás aplicables. Los Casos señalados en la Tabla 6.1 son los establecidos en el Art. 139 del Reglamento. Las zonas indicadas en la Tabla 6.1 son las definidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones.

Tabla 6.1 - Proyectos que requieren Revisión

Proyectos que:	Nivel de Corresponsable, mínimo	Especialistas Auxiliares involucrados en la Revisión		
		Ingeniería Estructural	Ingeniería Geotécnica	Peligro sísmico y movimientos de terreno
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II con altura de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6,000 y 15,000 m^2, ya sea del grupo A (Caso 1) o del subgrupo B1 (Caso 4 o 7).	1	Sí	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Casos 8, 9 o 10), ubicadas en las zonas I, II y III que no satisfagan los requisitos de alguno de los casos 1 o 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	1	Sí	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Caso 9), ubicadas en la zona III y que cumplen con los requisitos 1 y 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismos; los proyectos a revisar serán seleccionados de manera aleatoria según lo disponga el Instituto	1	Sí	No	No
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II, con más de 70 m de altura o de 15,000 m^2 de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 2) o del subgrupo B1 (Caso 5 o 7).	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Son de edificaciones ubicadas en la zona geotécnica III, con más de 15 m de altura o de 3,000 m^2 de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 3) o del subgrupo B1 (Caso 6 o 7).	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Tienen condiciones de cimentación y/o excavaciones especialmente complejas	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Se diseñan usando espectros de sitio	2	Sí	Si el Instituto lo requiere *	Sí

Implican la rehabilitación de monumentos históricos, artísticos y arqueológicos declarados por la Federación o la construcción de edificaciones que puedan afectar a dichos monumentos.	2	Sí	Si el Instituto lo requiere *	Si el Instituto lo requiere *
Emplean materiales, sistemas, metodologías o tecnologías estructurales no convencionales o no considerados directamente en el Reglamento y sus Normas (disipadores de energía, por ejemplo)	2	Sí	Si el Instituto lo requiere *	Si el Instituto lo requiere *
Incorporan mejoramiento de suelos	2	No	Si el Instituto lo requiere *	No

* "Si el Instituto lo requiere" se refiere a que el requisito para la revisión depende de varios factores que evaluará el Instituto, como son:

a) Tamaño, importancia y nivel de riesgo de la estructura;
b) Características del sitio del sistema de cimentación y de la excavación;
c) Nivel de diferencia con respecto a los requisitos del Reglamento; y
d) Configuraciones irregulares o inusuales.

CAPÍTULO SÉPTIMO

ALCANCE DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y ESPECIALISTAS AUXILIARES

7.1 Alcance general

El alcance de los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberá incluir:

a) Participar en reuniones con el Proyectista, los Especialistas Auxiliares, en su caso y, si fuera requerido, con representantes del Instituto, ya sea presencial o remotamente, para discutir y resolver temas técnicos;
b) Revisar los criterios de diseño, métodos, hipótesis y compatibilidad de criterios con los objetivos del proyecto;
c) Revisar que el proyecto estructural cumpla con los requisitos de seguridad estructural establecidas en el Capítulo II del Título Sexto del Reglamento;
d) Revisar, normalmente de manera aleatoria, los resultados del análisis, cálculos de diseño y planos estructurales. Cuando convenga, desarrollar un análisis estructural independiente o cálculos para revisar el diseño y verificar el cumplimiento de los requisitos del Reglamento;
e) Mantener un Registro Electrónico de la Revisión del proyecto en el que se incluyan:
i. Material revisado;
ii. Comentarios del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, si es el caso;
iii. Respuesta del Proyectista;
iv. Solución de comentarios;
f) Preparar un informe escrito que resuma los hallazgos de la Revisión. El informe debe incluir las conclusiones del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, si es el caso, sobre si los aspectos del proyecto cumplen con los criterios señalados en el alcance de la Revisión.

7.2 Alcance de los servicios profesionales del Corresponsable

La Revisión coordinada por el Corresponsable incluirá las siguientes actividades, mismas que son enunciativas y no deberán considerarse limitativas:

a) Revisión de la estructuración y tipo de cimentación del edificio, la cual deberá ser congruente con las condiciones de cargas en general y con las características del subsuelo;
b) Revisión del proceso constructivo de la cimentación, de la estructura y del proyecto de protección a colindancias, tomando en cuenta el levantamiento topográfico de las construcciones colindantes (desplomos y nivelaciones), así como el dictamen de daños en su caso. Las conclusiones de la revisión de los incisos a) y b) serán presentadas en un primer informe de revisión escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.
c) Revisión del estudio de mecánica de suelos, su aplicación en el proyecto estructural y en la obra.

d) Revisión de los estados límite de servicio y de falla de la estructura ante combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales. Igualmente, verificación de los elementos estructurales para garantizar la seguridad de la edificación, de conformidad con el Reglamento y sus Normas, tanto para los elementos constitutivos de la subestructura como de la superestructura. Las conclusiones de la revisión de los incisos c) y d) serán presentadas en un segundo informe de revisión escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.
e) Revisión de los planos estructurales, a fin de verificar que el contenido en ellos sea consistente con la memoria de cálculo y que sea suficiente para garantizar la adecuada ejecución de la obra. Las conclusiones de la revisión del inciso e) serán presentadas en un tercer y último informe de revisión escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.

7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural

El alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural deberá detallar los aspectos del diseño o de los elementos estructurales que se revisarán. El alcance deberá incluir la revisión de:

a) Objetivos de desempeño estructural;
b) Bases para el diseño estructural;
c) Metodología de diseño y criterios de aceptación;
d) Modelación y simulación matemática, incluyendo hipótesis;
e) Desplazamientos y deformaciones;
f) Diseño y detallado de elementos y sistemas de la superestructura y subestructura, los cuales deben cumplir con los estados límite de servicio y de falla de la estructura ante las combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en el Reglamento y sus Normas;
g) Documentos estructurales para construcción, como planos, especificaciones, memoria y requisitos de control de calidad e inspección, con énfasis en la revisión del proceso constructivo de la estructura. Se revisarán los planos estructurales, a fin de verificar que su contenido sea suficiente y necesario para garantizar la adecuada ejecución de la obra.

7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería geotécnica

Cuando se incluya a un Especialista Auxiliar en ingeniería geotécnica, el alcance de sus servicios profesionales debe incluir la revisión de los métodos e hipótesis de ingeniería geotécnica y de los aspectos geotécnicos del diseño de la cimentación. El alcance deberá incluir la revisión, según las características del proyecto, de:

a) Estudio de mecánica de suelos y del proyecto geotécnico, incluyendo versiones preliminares y final;
b) Bases del diseño geotécnico;
c) Planos y dibujos del sistema de cimentación seleccionado, incluyendo obras de retención y estabilización de excavaciones;
d) Cálculos hechos para sustentar las recomendaciones geotécnicas y del sistema de cimentación;
e) Sistema de cimentación propuesto y su idoneidad para la estructura y las condiciones del terreno del proyecto;
f) Los estados límites de falla mediante la comparación de la capacidad de carga reducida del suelo de cimentación con las presiones estáticas y sísmicas que genera la estructura en la masa de suelo, debidas a solicitaciones permanentes y variables (cargas gravitacionales) y accidentales (cargas inducidas por sismo), así como por otras combinaciones relevantes.
g) Asentamiento de la cimentación calculado bajo cargas gravitacionales e inducidas por sismo;
h) El proceso constructivo de la cimentación y del proyecto de protección a colindancias, tomando en cuenta el levantamiento topográfico de las construcciones colindantes (desplomos y nivelaciones), así como el dictamen de daños en su caso;
i) Presión de tierra de diseño, incluyendo valores estáticos y sísmicos, para muros de contención;
j) Relación carga-desplazamiento del sistema suelo-cimentación, si se requiere;
k) Evaluación del riesgo de deslizamientos, inestabilidades u otros peligros de sitio;
l) Medidas de mejoramiento de suelo y anclajes propuestas o recomendadas para mitigar peligros por inestabilidad;
m) Efectos potenciales de las actividades durante la construcción y la interacción de largo plazo con estructuras vecinas.

7.5 Alcance de los servicios profesionales de los Especialistas Auxiliares en peligro sísmico y movimientos del terreno

Cuando se incluya a un Especialista Auxiliar en peligro sísmico y movimientos del terreno, el alcance de sus servicios profesionales debe incluir la revisión de los espectros sísmicos de sitio, incluidos sus métodos e hipótesis, de las series de tiempo de los movimientos del suelo usados en el diseño, incluidos su selección, escalamiento de su espectro de respuesta, duración y demás requisitos señalados por el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El alcance deberá incluir la revisión de, si aplica:

a) Efectos de la interacción suelo-estructura;
b) Comparación de espectros sísmicos de sitio con los requisitos del Reglamento;
c) Fuentes sismogenéticas consideradas y sus relaciones magnitud-frecuencia;
d) Información del sitio, perfil de velocidades de onda de corte supuesto y otras propiedades;
e) Aplicación de las ecuaciones predictivas de movimientos del terreno;
f) Ajuste por directividad, orientación, efectos locales y otros efectos producidos por fuentes sísmicas;
g) Análisis de la respuesta del sitio, incluyendo el efecto de cimentaciones profundas en la respuesta;
h) El método para escalar o ajustar el movimiento y el intervalo de periodos correspondiente al escalamiento;

i) La idoneidad de las características de los registros (como magnitud, distancia, mecanismo, velocidad de corte u otros parámetros del sitio, factor de escala) y de la ocurrencia y periodo de pulsos;
j) Curvas orbitales de los componentes horizontales de los registros;
k) Localización y orientación de la aplicación de los registros en la base de la estructura.

CAPÍTULO OCTAVO

PROCESO DE REVISIÓN

a) El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberán iniciar su participación tan pronto como sea práctico. Esto le permitirá al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, si se requieren, evaluar las decisiones fundamentales de diseño;
b) Al inicio de su participación, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberán reunirse con el Proyectista, así como un representante del Instituto, cuando éste lo disponga, para acordar el alcance de la Revisión, los métodos y mecanismos de comunicación, los hitos y tiempos de la Revisión y el nivel de diseño que espera el Proyectista tener para cada hito;
c) El Proyectista deberá entregar los documentos de diseño al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, en su caso, los cuales deberán estar organizados de manera que se facilite la revisión por los auxiliares de la Administración. Entre la información por ser entregada está, de manera enunciativa y no limitativa, y dependiendo del avance del diseño del proyecto, la siguiente:

1. Plano arquitectónico de conjunto;
2. Estudio de mecánica de suelos conforme a lo dispuesto en el numeral 12 “Memorias de diseño” de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones, conforme a lo dispuesto en los artículos 53 y 58 del Reglamento;
3. Memoria de cálculo de la edificación con base en los artículos 53 y 58 del Reglamento.;
4. Planos estructurales que deberán cumplir con los requisitos que se solicitan en el artículo 53 inciso e), o 58 inciso g) del Reglamento;
5. Las demás que en su caso determine el Corresponsable o los Especialistas Auxiliares, en su caso;

d) Cuando se empleen sistemas computacionales para el análisis estructural o geotécnico, el Proyectista deberá identificar la versión del sistema usado y deberá indicar las hipótesis y métodos de análisis aplicados al proyecto. El Proyectista deberá entregar un resumen de los datos de entrada y salida de los análisis al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares. Asimismo, deberá indicar los aspectos de los resultados de salida de los análisis que controlan el diseño. Cuando el sistema usado no está disponible comercialmente o no es comúnmente usado, el diseñador deberá presentar las verificaciones que soporten que el sistema de cómputo es capaz de resolver los análisis requeridos en el proyecto;
e) El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, si se requieren, deberán entregar sus comentarios y preguntas por escrito al Proyectista (y al Instituto cuando así se determine) en el tiempo acordado al inicio. El Proyectista es responsable de responder todos los comentarios;
f) El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares deberán mantener un Registro Electrónico de la Revisión, en donde se resuman los comentarios y preguntas que han efectuado, la respuesta del Proyectista a los comentarios y la solución de los mismos. El Registro Electrónico de la Revisión deberá estar disponible para ser consultada en todo momento por el Proyectista, el Instituto y el Propietario del proyecto cuando sea solicitado;
g) Durante la Revisión, y cuando sea solicitado por el Instituto, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares deberán entregar al Instituto un informe de revisión escrito que documente los avances en el proceso de acuerdo con lo especificado en la sección 7.2.

CAPÍTULO NOVENO

RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN

9.1 Sobre las controversias durante la Revisión

Todos los que intervengan en el desarrollo del proyecto estructural y en su Revisión deberán trabajar de manera colegiada como profesionistas independientes. Por su parte, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares deberán preparar comentarios y solicitar información al Proyectista con sensatez a fin de contar con los antecedentes y datos suficientes para realizar evaluaciones adicionales. Por la otra, el Proyectista deberá responder a los comentarios del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, de manera clara y completa, buscando que sus respuestas sean claras y completas. Todos ellos deberán intentar el acuerdo y solución de cada asunto identificado.

En el supuesto de que el Proyectista y el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, no lleguen a un acuerdo, podrán solicitar, mediante escrito dirigido al Instituto, la conciliación de las diferencias. El escrito deberá contener lo siguiente:

I. Nombre del Corresponsable;

II. Ubicación de la obra;

III. Breve descripción de la diferencia;

IV. Razones en las que sustentan la inconformidad;

V. Documentación comprobatoria que acredite las razones de la inconformidad.

9.2 Procedimiento de resolución de controversias

a) El Instituto solicitará al Proyectista, al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, en su caso, presentar la información y documentación que justifique las razones de su inconformidad;
b) El Instituto convocará a reunión a los interesados con el propósito de dirimir las diferencias y establecer el o los acuerdo(s) correspondiente(s). En esta reunión se analizarán las razones de cada una de las partes, así como los documentos e información que hayan presentado para acreditar sus manifestaciones. Todo lo anterior se hará constar en el acta administrativa que para tal efecto se instrumente;
c) En caso de no llegar a un acuerdo sobre la existencia de las diferencias, el Instituto someterá el caso al Consejo Técnico para que, mediante su opinión técnica y especializada, se logre la conciliación o se determine lo conducente;
d) El Instituto emitirá una resolución respecto de la conciliación presentada por el interesado, estableciendo las acciones a llevar a cabo tanto por parte del Proyectista como del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, en su caso;
e) De no presentar inconformidad, el interesado tendrá por aceptado el contenido del informe de que se trate.

CAPÍTULO DÉCIMO

RESULTADO DE LA REVISIÓN

Durante la Revisión, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares entregarán los tres informes de revisión escritos señalados en la sección 7.2. Al finalizar la Revisión, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberán entregar al Instituto:

a) Un informe de revisión final escrito que documente el alcance acordado de la Revisión, el Registro Electrónico de la Revisión, y las conclusiones del Corresponsable y Especialistas Auxiliares, sobre el cumplimiento de los criterios establecidos en el alcance de la Revisión. El Corresponsable no asumirá la responsabilidad de las conclusiones profesionales de los Especialistas Auxiliares. El informe de revisión al Instituto podrá ser en conjunto y firmado por todos los Especialistas Auxiliares, o bien resultado de compilar las conclusiones por separado de los Especialistas Auxiliares. Los Especialistas Auxiliares solamente podrán presentar sus conclusiones sobre su especialidad.

El Instituto registrará el proyecto estructural y su Revisión, una vez que se haya cumplido con las condiciones administrativas establecidas en estas Normas y se haya efectuado el pago de derechos correspondiente. El Instituto emitirá una Constancia de Registro de Revisión de Proyecto Estructural, que deberá ser firmada por el Corresponsable.

El Corresponsable deberá firmar los documentos de solicitud de manifestación o licencia de construcción y la terminación de obra.

La firma de la Constancia de Registro de la Revisión por parte del Corresponsable no lo exime de cumplir con las otras obligaciones establecidas en el Artículo 39 del Reglamento, referidas a la revisión de planos y memorias, así como la verificación de la ejecución de la obra.

CAPÍTULO UNDÉCIMO

ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN

Cuando al Corresponsable le sea solicitado un Dictamen técnico de estabilidad y de seguridad estructural, éste deberá cumplir los siguientes alcances y requisitos:

a) El Dictamen comprenderá la inspección ocular y la recopilación de la información de la edificación en estudio;

b) La inspección ocular del inmueble consistirá en una revisión del interior y exterior del inmueble con el objeto de evaluar sus condiciones estructurales y el grado de riesgo en el que se encuentra la estructura, debiendo recopilar datos técnicos, fotográficos e información sobre antecedentes del entorno de la propia edificación y sus características generales, con el propósito de respaldar los juicios emitidos a los puntos analizados;

c) En la recopilación de información y presentación del Dictamen se considerarán los siguientes elementos:

1. Datos generales, donde se especifique la ubicación geográfica, área total y por planta del inmueble o de la instalación (desplante), número de niveles y/o altura, uso o destino, y la edad de la edificación o instalación;
2. Datos técnicos (estructurales y arquitectónicos), en el que se señalen antecedentes, materiales constitutivos de la estructura, ubicación geotécnica de la edificación o instalación (tipo de suelo), sistema estructural utilizado, tipo de cimentación (en su defecto, inferido), observaciones sobre las características geométricas en planta, elevación, rigidez, masas, entrantes, salientes y demás, a fin de estar en condiciones de conocer su nivel de irregularidad conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, croquis de localización que incluya dimensiones del inmueble;
3. Con respecto a los elementos estructurales (columnas, muros, vigas, sistemas de piso, armaduras, contravientos, etc.), el estado en el que se encuentran, debiéndose incluir de forma estimada, el porcentaje de los elementos estructurales dañados con respecto al total de su tipo;
4. Con respecto a los límites de servicio, si se presentan flexiones, desplomos y vibraciones excesivas, indicando el porcentaje del total de su tipo; en el caso de la cimentación, sus hundimientos o emersiones, asentamientos diferenciales, inclinación de la edificación, de las banquetas circundantes, etc.;
5. Señalar en su caso, si los elementos arquitectónicos o las instalaciones (hidráulica, sanitaria y/o eléctrica) tienen injerencia o participan en la respuesta de la estructura.
6. Indicar el estado de conservación y mantenimiento de la edificación y de sus instalaciones que influyen en la seguridad estructural;
7. Observaciones que incluyan todos aquellos aspectos que por sus particularidades no estén considerados en los puntos que anteceden a éste;
8. Recomendaciones que serán medidas obligatorias que deberán implantarse con el propósito de tener un mejor comportamiento;
9. Conclusiones, en las que se deberá señalar el nivel de seguridad estructural y estabilidad que guarda la edificación, así como la justificación de la necesidad de llevar a cabo las recomendaciones planteadas;
10. Para el registro fotográfico se deberán tomar todas las medidas necesarias para salvaguardar y respetar el derecho a la protección de datos personales, en términos de lo establecido en la Ley de Protección de Datos Personales para el Distrito Federal y aquella que resulte aplicable.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

SEGUNDO.- Las presentes Normas entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

TERCERO.- Publíquese el contenido de las presentes Normas, para mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, así como en la de la Secretaría de Obras y Servicios.

CUARTO.- Durante los seis meses inmediatos a la publicación de las presentes Normas, las Revisiones de los proyectos señalados en la Tabla 6.1 que requieren Corresponsable en Seguridad Estructural Nivel 2, serán coordinadas por los Corresponsables Nivel 1. Posteriormente, la Revisión se apegará a lo establecido en la Tabla 6.1.

En la Ciudad de México, a los siete días del mes de diciembre de dos mil diecisiete.

EL SECRETARIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA

(Firma)

ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ

EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS

(Firma)

ING. EDGAR OSWALDO TUNGÜÍ RODRÍGUEZ

CDMX
CIUDAD DE MÉXICO

GACETA OFICIAL
DE LA CIUDAD DE MÉXICO

DIRECTORIO

Jefe de Gobierno de la Ciudad de México
MIGUEL ÁNGEL MANCERA ESPINOSA

Consejería Jurídica y de Servicios Legales

Directora General Jurídica y de Estudios Legislativos
CLAUDIA ANGÉLICA NOGALES GAONA

Director de Legislación y Trámites Inmobiliarios
FLAVIO MARTÍNEZ ZAVALA

Subdirector de Estudios Legislativos y Publicaciones
EDGAR OSORIO PLAZA

Jefe de la Unidad Departamental de Publicaciones y Trámites Funerarios
JUAN ULISES NIETO MENDOZA

INSERCIONES

Plana entera ..... $ 1,824.00
Media plana 981.00
Un cuarto de plana 610.70

Para adquirir ejemplares, acudir a la Unidad de Publicaciones, sita en la Calle Candelaria de los Patos s/n, Col. 10 de Mayo, C.P. 15290, Delegación Venustiano Carranza.

Consulta en Internet
www.consejeria.cdmx.gob.mx

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Impresa por Corporación Mexicana de Impresión, S.A. de C.V.
Calle General Victoriano Zepeda No. 22, Col. Observatorio C.P. 11860,
Delegación Miguel Hidalgo, Ciudad de México.
Teléfono: 55-16-85-86 con 20 líneas.
www.comisa.cdmx.gob.mx

(Costo por ejemplar $73.00)

AVISO IMPORTANTE

Las publicaciones que aparecen en la presente edición son tomadas de las fuentes (documentos originales), proporcionadas por los interesados, por lo que la ortografía y contenido de los mismos son de estricta responsabilidad de los solicitantes.