

PUBLICADO EN LA GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO EL 20 DE JULIO DE 2021**SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS**

M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA, Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 1 y 33 de la Constitución Política de la Ciudad de México; 1º, 11, fracción I, 12, 16, fracción XIII, 18, 20, fracción IX, y 38, fracciones VII y XI de la Ley Orgánica del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México; 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 1º, 7º, fracción XIII del Reglamento Interior del Poder Ejecutivo y de la Administración Pública de la Ciudad de México, y 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo de la Ciudad de México, y,

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

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, son las disposiciones técnicas que fijan los requisitos técnicos mínimos para el diseño y construcción de todo tipo de edificaciones con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, para asegurar el buen funcionamiento, accesibilidad, habitabilidad, higiene, servicios y acondicionamiento ambiental, de la comunicación, evaluación y prevención de emergencias, seguridad de emergencias, de la integración al contexto e imagen urbana, de las instalaciones, de la seguridad estructural de las construcciones de la Ciudad de México.

En términos de lo dispuesto en el artículo 3, fracción XIV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la Administración Pública de la Ciudad de México podrá modificar cuando considere necesario las Normas Técnicas Complementarias, con el objeto de renovar y adecuar su contenido conforme al avance científico y tecnológico en cada especialidad para la correcta observancia y aplicación de las mismas.

Con fecha 15 de diciembre de 2017, fueron publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el “Acuerdo por el que Actualizan las Normas Técnicas Complementarias que se indican” correspondiendo a las de: 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.

Que los Comentarios de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal son un instrumento técnico de ayuda para dar claridad, congruencia y certeza técnica a las disposiciones contenidas en las Normas, así como para la correcta interpretación y aplicación de las mismas, ya que contienen explicaciones para el buen uso de las especificaciones, por lo que para lograr tal finalidad es fundamental publicarlos y considerarlos de manera conjunta con las Normas Técnicas Complementarias.

Por lo anterior, se tiene a bien expedir el:

ACUERDO POR EL QUE SE ACTUALIZAN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON COMENTARIOS.

PRIMERO. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, se actualizan con el objeto de renovar y adecuar su contenido adicionando los Comentarios.

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

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON COMENTARIOS**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
 - 5.3.3.1 c 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
 - 5.3.3.2 d 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 tensiones 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
 - 5.3.6.6 Refuerzo mínimo
- 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 Paquetes 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 Contratraves 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
- 11.6.6.1 Separación 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
- 12.6.2.1 Concreto 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 CON COMENTARIOS

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)
$A_{s,min}$	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	claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, respectivamente, 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)
\bar{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
\bar{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_s'	esfuerzo a compresión en el refuerzo bajo cargas factorizadas en un modelo puntal-tensor
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)
\bar{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	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; 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_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 presfuerzo, 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_{CR_e}	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	momento flexionante calculado con la ecuación 5.3.21.
$M_{máx}$	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 presfuerzo, 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
- 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:
- $$p = \frac{A_s}{bd} \text{ en vigas;}$$
- $$p = \frac{A_s}{td} \text{ en muros; y}$$
- $$p = \frac{A_s}{A_g} \text{ en columnas.}$$
- 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:
- $$q = \frac{p f_y}{f_c}$$
- 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/m³ 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/m³.

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 soporta 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, microsílíce, 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 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 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 transmite 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.

Comentario:

Estas Normas deben entenderse como requisitos mínimos que, en la Ciudad de México, debe cumplir todo proyecto y construcción de concreto estructural en sus distintas modalidades.

En esta versión de las Normas se incluyen comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. En el caso de temas no cubiertos en versiones anteriores, se presentan comentarios más amplios y detallados.

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.

Comentario:

Respecto a los criterios de análisis, véanse los comentarios a las secciones 3.2, 3.3 y 3.4.

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.

Comentario:

El procedimiento para dimensionar de acuerdo con el criterio de estado límite de falla es el conocido generalmente como dimensionamiento plástico, por resistencia última o a la rotura. Al aplicarlo, se logra que el grado de seguridad de la estructura contra la falla quede en un nivel que se juzga aceptable.

El término “resistencia de diseño” de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en este Reglamento, multiplicada por un factor de resistencia F_R que es menor que uno.

Los propósitos del factor de resistencia F_R son: (1) tomar en consideración la probabilidad de presencia de elementos con una menor resistencia, debida a la variación en la resistencia de los materiales y en las dimensiones, (2) tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño, (3) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida en elementos bajo los efectos de la carga sometida a consideración y, (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura. Por ejemplo, se utiliza un F_R para columnas menor que para vigas, pues las columnas generalmente tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia de concreto y por lo general, soportan áreas cargadas mayores que las vigas. Además, a las columnas con refuerzo helicoidal se les concede un F_R más alto que las columnas con estribos, puesto que poseen mayor ductilidad.

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.

Comentario:

Con la revisión de los estados límite de servicio, se trata de lograr que el funcionamiento de la estructura en las condiciones en que da servicio sea satisfactorio. En estructuras de concreto, esta revisión incluye deformaciones, agrietamiento, vibraciones y resistencia al fuego.

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.

Comentario:

Este tema ha alcanzado relevancia en años recientes por el deterioro de importantes estructuras de concreto construidas durante la primera mitad del siglo XX. Se incluyen recomendaciones específicas al respecto en estas Normas, cuyo fin es lograr que las estructuras diseñadas con estas disposiciones alcancen una vida útil de por lo menos 50 años en la Ciudad de México. Véanse comentarios al 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.

Comentario:

Las Normas contemplan el uso de dos clases de concreto: concretos clase 1 y 2. El concreto clase 1 es más denso, más rígido, con menor flujo plástico y menor contracción que el concreto clase 2.

Es importante dejar claro que las clases de concreto se distinguen, principalmente, por el valor del módulo de elasticidad que se puede alcanzar con ellos y no por el nivel de resistencia a compresión, siendo más rígidos (mayor módulo de elasticidad) los de clase 1.

Las Normas promueven que las estructuras, en especial las del grupo A o B1, según se describen en el Art 139 del Reglamento se construyan con concreto clase 1; sin embargo, dejan en libertad a los responsables de la obra para que puedan optar por el de clase 2, si a su criterio y bajo su responsabilidad consideran que conviene usarlo para alguna obra de las mencionadas. En efecto, puede ocurrir que, por alguna razón, sea muy difícil conseguir el agregado denso para el concreto de clase 1 y los responsables encuentren que el agregado disponible puede dar lugar a una estructura satisfactoria. Se requiere evaluar las propiedades del concreto clase 2 que deseen usar y con ellas justificar en la memoria de cálculo que la estructura se comportará satisfactoriamente; en particular, que se obtendrá la resistencia, durabilidad y rigidez necesarias. En el diseño con concreto clase 2 se requieren incluir los efectos de la mayor deformabilidad y mayor contracción del concreto.

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.

Comentario:

En la fabricación de los concretos clase 1 y 2 se puede emplear cualquiera de los cementos especificados en la Norma NMX-C-414-ONNCCE del tipo y clase que sea congruente con la aplicación que se le dé al concreto. Se deben tomar precauciones para que el cemento en el momento de su uso no esté caliente, por su fabricación reciente, ni parcialmente hidratado por su exposición a condiciones ambientales inadecuadas.

Para los concreto clase 1 se podrá emplear agregado grueso, calizos o basálticos con las características señaladas en la norma NMX-C-111-ONNCCE, arena andesítica u otra de mejores características (mayor densidad y menos finos, por ejemplo). El concreto clase 2 se sugiere fabricar prioritariamente con agregados grueso y fino de origen andesítico.

Cuando existe sospecha sobre la calidad del agua de mezclado, se requiere verificar su calidad y determinar si su uso afectará el desempeño de los concretos.

En caso de emplear aditivos para modificar las características del concreto, se requiere verificar la eficacia de los mismos previamente a su uso.

2.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). La resistencia especificada de los concretos clase 2 no será menor que 20 MPa (200 kg/cm²). 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/cm²).

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/cm²) 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, \bar{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.

Comentario:

Las resistencias especificadas mínimas para los concretos clase 1 y 2 están asociadas tanto a la demanda de la capacidad resistente como a la durabilidad requerida para esos concretos. La resistencia potencial máxima igualmente la limita la calidad de los agregados pétreos.

La resistencia especificada a compresión, f_c' , representa una resistencia tal que la probabilidad de que no sea alcanzada es de 10% para los concretos clase 1 y de 20% para los de clase 2. Debido a las operaciones de transporte, colocación, compactación, curado, etc., es usual que la resistencia del concreto en la estructura sea menor que la obtenida con los cilindros de control, ambas determinadas a la misma edad; para alcanzar la resistencia de diseño en las estructuras, las posibles diferencias, entre otras causas, se toman en cuenta con los factores de resistencia, F_R , empleados en el diseño estructural.

2.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE. A falta de información experimental, \bar{f}_t , se puede estimar igual a:

a) concreto clase 1

$$0.47\sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (1.5\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38\sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (1.2\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$$0.63\sqrt{f_c'} \text{ en MPa } (2\sqrt{f_c'} \text{, en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.44\sqrt{f_c'} \text{, en MPa } (1.4\sqrt{f_c'} \text{, en kg/cm}^2)$$

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/cm² para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.

Comentario:

En la estimación de los valores medios de las resistencias a tensión y módulo de rotura en función de la resistencia a compresión se tomó en cuenta la probabilidad de no alcanzarlas de 10 y 20 por ciento para los concretos clase 1 y 2, respectivamente.

2.1.4 Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$4400\sqrt{f_c'} \text{, en MPa } (14000\sqrt{f_c'} \text{, en kg/cm}^2) \text{ para concretos con agregado grueso calizo, y}$$

$$3500\sqrt{f_c'} \text{, en MPa } (11000\sqrt{f_c'} \text{, en kg/cm}^2) \text{, en kg/cm}^2 \text{ para concretos con agregado grueso basáltico.}$$

Para concretos clase 2 se supondrán igual a

$$2500\sqrt{f_c'} \text{, en MPa } (8000\sqrt{f_c'} \text{, en kg/cm}^2)$$

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 este inciso, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE.

Comentario:

A falta de información experimental, se puede emplear para el diseño estructural los valores del módulo de elasticidad especificados para los concretos clase 1 y 2. Dichos valores corresponden a una probabilidad de no ser alcanzados de 10 y 20 por ciento, respectivamente.

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.

Comentario:

A falta de información experimental, se pueden emplear para el diseño estructural los valores especificados para los concretos clase 1 y 2. Dichos valores corresponden a una probabilidad de ser excedidos de 10 y 20 por ciento, respectivamente.

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.

Comentario:

A falta de información experimental, se pueden emplear para el diseño estructural los valores especificados para los concretos clase 1 y 2. Dichos valores corresponden a una probabilidad de ser excedidos de 10 y 20 por ciento, respectivamente.

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/cm²) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm²).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las Normas citadas.

Comentario:

Las Normas citadas son las siguientes:

NMX-C-407-ONNCCE Industria de la construcción-varilla corrugada de acero proveniente de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto. Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-290-CANACERO. Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-292-CANACERO. Torón de siete alambres sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para concreto presforzado – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-293-CANACERO. Alambre de acero sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado - Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-32 Varilla corrugada y lisas de acero procedente de eje.

NMX-B-72 Varilla corrugada de acero grado 60 laminada en frío para refuerzo de concreto – Especificaciones y método de prueba.

NMX-B-457-CANACERO. Varillas corrugadas de acero de baja aleación procedente de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto.

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.

Comentario:

En algunas revisiones de estructuras construidas o de planos y memorias de cálculo no ha sido posible identificar claramente cuál es el sistema estructural que debe resistir las cargas gravitacionales y las acciones sísmicas, Por esta razón se introduce en esta edición de las Normas el concepto de Sistema Estructural Resistente a Fuerzas Gravitacionales y Sísmicas (SERFGS) para referirse al conjunto de elementos estructurales, como losas, columnas, vigas, muros, conexiones, a través de los cuales se transmiten las cargas y las acciones sísmicas desde el punto en que se originan hasta la cimentación. Estos sistemas deben estar claramente señalados en los planos y memorias de cálculo de tal manera que un revisor independiente del proyectista estructural pueda verificar si la estructura puede cumplir con los estados límites de falla y servicio especificados en estas Normas.

3.1.2 Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas

El sistema básico estructural o SERFGS debe conformarse con alguno de los tipos indicados en la tabla 4.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

Comentario:

En la tabla a que se hace referencia se presentan los tipos de SERFGS más usuales en la práctica para estructuras de concreto. Tablas similares se presentan en las mismas Normas para otros materiales. Puede observarse que para cada tipo se especifican de uno a tres grados de ductilidad con los que se pueden diseñar las estructuras correspondientes, ductilidad baja, ductilidad media y ductilidad alta; y para cada tipo de estructura y grado de ductilidad, se especifican también los valores del coeficiente de comportamiento sísmico, Q , que pueden usarse y las distorsiones máximas de entrepiso, γ_{max} , permisibles. Algunos tipos de estructuras capaces de desarrollar un comportamiento dúctil pueden diseñarse con cualquiera de los grados de ductilidad, como los marcos monolíticos, mientras que otros que no tienen esa capacidad o que no poseen la ventaja de constituir estructuras redundantes o hiperestáticas, sólo pueden diseñarse con criterios de baja ductilidad, como los Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo. Algunos sistemas pueden diseñarse con ductilidades media o alta, pero deben cumplir con las condiciones especificadas en la tabla 4.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, como los marcos de elementos prefabricados. En los comentarios a esas Normas se incluyen aclaraciones y observaciones adicionales a los distintos tipos de estructuración de la Tabla 4.2.1.

Una vez que se ha definido el tipo de estructuración y el grado de ductilidad, el diseño de los elementos estructurales se hace conforme a lo estipulado en estas Normas. Su organización es tal que en el capítulo 7 se presentan las especificaciones para elementos diseñados con ductilidad baja, en el capítulo 8 para elementos con ductilidad media, y en el capítulo 9 para elementos con ductilidad alta. En los capítulos mencionados también se incluyen especificaciones para los nudos o conexiones entre los elementos.

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	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

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 y columnas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de los incisos 3.4.2 y 3.4.3. Los momentos de inercia obtenidos con estas hipótesis se modificarán con los factores aplicables a vigas y columnas de la tabla 3.2.1 para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento. 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.

Comentario:

En el caso de estructuras que no sufren desplazamientos laterales significativos, las acciones internas obtenidas de los análisis estructurales lineales dependen principalmente de las rigideces a flexión relativas entre los miembros, y los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales obtenidas no cambian mucho usando distintas hipótesis para calcular las rigideces a flexión, siempre que se usen las mismas para todos los elementos. Sin embargo, en estructuras que sufren desplazamientos grandes, tanto la magnitud de esos desplazamientos como las acciones internas calculadas, dependen mucho de las hipótesis con las que se calculen los momentos de inercia y las rigideces a flexión de los elementos. Por esta razón, varios investigadores han planteado propuestas para estimar un momento de inercia efectivo con el cual se puedan realizar análisis elásticos que proporcionen resultados de acciones internas y de desplazamientos semejantes a los obtenidos con análisis más elaborados o ensayos de laboratorio (Kuntia y Ghosh, 2004; Elwood y Eberhard, 2009; Rodríguez y Restrepo, 2012). En general, se ha encontrado que si se calculan desplazamientos en elementos sujetos a flexión o a flexocompresión con los momentos de inercia de secciones gruesas, I_g , dichos desplazamientos resultan menores que los medidos experimentalmente para el momento en que empieza a fluir el acero de refuerzo longitudinal. Las propuestas consisten en expresiones para tomar en cuenta las variables que han encontrado más importantes para explicar las diferencias entre valores teóricos y experimentales, y las especificaciones de la tabla 3.2.1 son una simplificación de estas propuestas.

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.

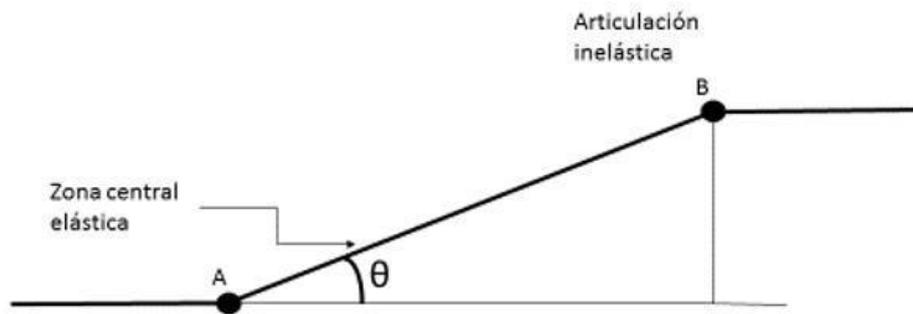


Figura 3.2.1 Elemento con zonas inelásticas concentradas en sus extremos

Comentario:

En la Tabla 2.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se especifica que para edificios de ciertas alturas ubicados en ciertas zonas de la Ciudad de México debe realizarse un análisis no lineal independientemente del material de la estructura. Para llevar a cabo un análisis no lineal es necesario determinar el comportamiento de los elementos estructurales más allá de la etapa en que empieza a fluir el acero de refuerzo. Esto puede hacerse mediante la obtención de diagramas momento-curvatura o momento-rotación de elementos de concreto reforzado, que es lo que se presenta en los incisos 3.6.1 y 3.6.2. Además es necesario hacer alguna hipótesis de cómo se distribuye la inelasticidad a lo largo de los elementos. Lo que se señala en esta sección es que puede suponerse que se concentra en sus extremos y que la parte central permanece elástica, pero con un momento de inercia efectivo menor que el de la sección gruesa. Esta modelación es aplicable a elementos cuyo comportamiento está controlado por la flexión. Cuando existe interacción entre la flexión y el cortante, como en el caso de un muro, es conveniente modelar el elemento mediante criterios de plasticidad distribuida o usando el método de fibras.

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

$$\frac{\Delta}{h} \frac{i}{i} \leq 0.08 \frac{V}{W} \frac{i}{u} \tag{3.2.1}$$

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:

$$H' = kH \quad (3.2.2)$$

o, de forma aproximada usando:

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35 (1.35 - k_A - k_B) + 1/2(k_A^2 + k_B^2)} \quad (3.2.3)$$

donde el factor de restricción lateral de los extremos A y B de la columna está dado por:

$$k_A = \frac{0.4 + \psi_A}{0.8 + \psi_A} \quad k_B = \frac{0.4 + \psi_B}{0.8 + \psi_B} \quad (3.2.4)$$

y donde Ψ_A y Ψ_B se calcularán usando los momentos de inercia correspondientes a la flexión en el plano considerado mediante:

$$\psi_A = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}} \quad \psi_B = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}} \quad (3.2.5)$$

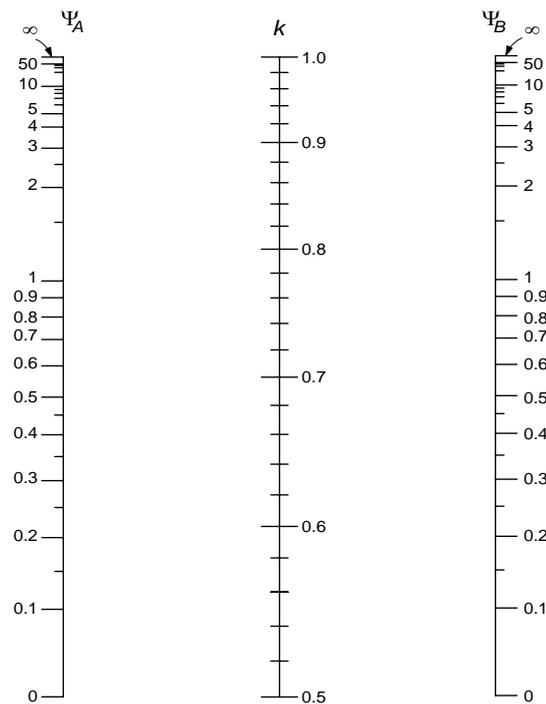


Figura 3.2.1 Nomograma para determinar longitudes efectivas, H' , en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

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:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3.2.6)$$

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:

$$\frac{H'}{r} > 100 \quad (3.2.7)$$

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

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (3.2.8)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (3.2.9)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.2.10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(H')^2} \quad (3.2.11)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (3.2.12)$$

u cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total producida por carga muerta y carga viva total máxima. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la máxima fuerza cortante de piso factorizada producida por carga muerta, carga viva sostenida instantánea y accidental, la máxima fuerza cortante factorizada en el mismo entrepiso 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:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s} \quad (3.2.13)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (3.2.14)$$

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

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1 \quad (3.2.15)$$

donde λ está dado por la ecuación:

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta_i}{h_i V_i} \quad (3.2.16)$$

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

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3.2.17)$$

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.

Comentario:

El procedimiento para tomar en cuenta los efectos de esbeltez especificado en el inciso 3.2.2 de estas Normas no tiene cambios significativos respecto al presentado en la edición 2004. Quien requiera mayor información puede consultar González y Robles, 2004.

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.

Tabla 3.3.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

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										
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
	Positivo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
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
	Positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
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
	Positivo	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
Extremo Tres bordes	Negativo en borde	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

discontinuos un lado largo continuo	continuo 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	220
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	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	520
	Negativo en borde continuo	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	710
		Negativo en borde discontinuo	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	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	540
	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	330
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	830	

¹ Para las franjas extremas (ver inciso 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 están kN/m^2 (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.

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 , donde, d es el peralte efectivo de la losa).

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:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (3.3.1)$$

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.

Comentario:

De acuerdo con la nueva organización de estas Normas, en la Sección 3.3 se incluye únicamente la determinación de las acciones internas, momentos flexionantes y fuerzas cortantes, en losas apoyadas en su perímetro. La resistencia a flexión se incluye en la Sección 5.1 y la resistencia a fuerza cortante, en la Sección 5.3, junto con las resistencias de otros tipos de elementos estructurales. En las secciones 7.5, 8.5 y 9.5 también se encuentran disposiciones específicas para este tipo de losas. Ya que el grado de ductilidad de las estructuras no tiene efecto en el diseño de estas losas, los contenidos de estas tres secciones son iguales.

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 crujiás;
- 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:

$$B_e = C_2 + 3h \quad (3.4.1)$$

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 valorarán con un ancho de losa, centrado con respecto al eje de columnas, calculado mediante:

$$B_e = 0.19B_t - 0.12C_2 \quad (3.4.2)$$

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.

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:

- La estructura no excede de cinco niveles;
- 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:

$$1 - \alpha = \frac{I}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (3.4.3)$$

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.

Comentario:

Al igual que en el caso de losas apoyadas en su perímetro, en esta sección sólo se incluyen los temas relacionados con el análisis para calcular momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Otros temas relacionados con losas planas se encuentran en las secciones 7.6, 8.6 y 9.6.

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:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- 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 $\beta_1 c$.

donde:

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa}$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2 \right) |$$
(3.5.1)

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.

Comentario:

En versiones anteriores de estas Normas se especificaba usar una resistencia nominal del concreto para fines de diseño $f_c^* = 0.8f_c'$, como una medida de la resistencia del concreto en la estructura, menor que la resistencia del concreto en los cilindros de ensayos a compresión. Una probabilidad de falla suficientemente pequeña se lograba aumentando las solicitaciones externas con un factor de carga, disminuyendo las resistencias nominales de los elementos estructurales con un factor de resistencia, y disminuyendo la resistencia a compresión del concreto al valor de f_c^* . En esta versión de las Normas se ha suprimido el uso de f_c^* y se han revisado los factores de carga y de resistencia para conservar valores similares de la probabilidad de falla a los obtenidos con las versiones anteriores. Por esta razón, los valores de β_1 están ahora en función de f_c' .

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 ($M-\phi$) 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 ($f_c-\varepsilon_c$) 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 ($f_c-\varepsilon_c$) 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 ($f_s-\varepsilon_s$) 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 acero que toman en cuenta estos requisitos.
- g) Los diagramas ($M-\varphi$) 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.

Comentario:

La realización de análisis no lineales de estructuras de concreto requiere la determinación de diagramas momento-curvatura o momento-rotación. En esta sección se especifican disposiciones para llevar a cabo los primeros. El procedimiento para obtenerlos puede consultarse en algunos libros de texto como Moehle, 2015 (sección 6.6) o González y Robles, 2004 (sección 5.6). Ya que es necesario utilizar los diagramas esfuerzo-deformación completos del concreto y del acero, y tomar en cuenta el efecto del confinamiento del concreto en la capacidad de resistencia y de deformación, así como el efecto de cargas cíclicas y de deterioro acumulado, en el Apéndice D se presenta información al respecto.

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.

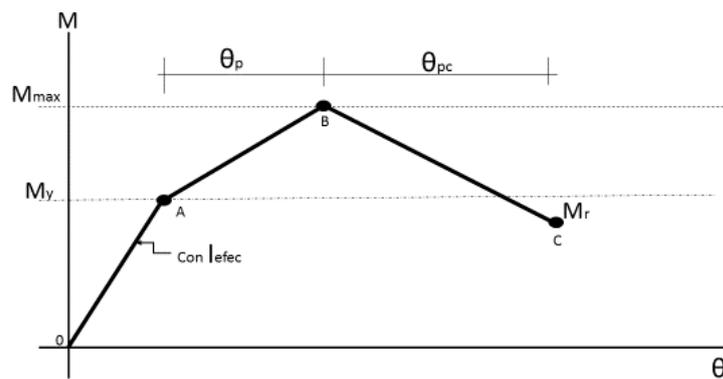


Figura 3.6.1 Diagrama momento-rotación idealizado

Comentario:

Los diagramas momento-rotación (o curvatura) tienen las limitaciones mencionadas en el último párrafo del inciso 3.6.1. También resulta necesario suponer una longitud de las articulaciones plásticas, parámetro que cambia mucho los resultados de la estimación del desplazamiento del elemento. Por esta razón, pueden usarse como alternativa diagramas momento-rotación, de preferencia obtenidos experimentalmente en modelos físicos de la estructura real. Cuando esto no sea posible, pueden usarse diagramas obtenidos en otros ensayos o publicados como resultados de investigaciones. En el Apéndice D se presentan diagramas de este tipo que toman en cuenta los efectos de los parámetros mencionados en el comentario al inciso 3.6.1.

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.

Comentario:

Los factores de resistencia, F_R , han cambiado respecto a los de versiones anteriores de estas Normas, excepto el de flexión que conserva su valor de 0.90. Debe tenerse presente que los factores de carga también han cambiado. En el Apéndice A se presenta un método alternativo para calcular factores de resistencia para elementos sujetos a flexocompresión que permite una transición gradual en el valor de los factores entre secciones en las que el acero de tensión fluye ampliamente antes del aplastamiento del concreto y aquellas en las que se aplasta el concreto antes de que fluya el acero.

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 consiguen 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.

Comentario:

La durabilidad se define indirectamente como la capacidad de soportar el uso y el deterioro esperado durante la vida de proyecto de la estructura sin la necesidad de mantenimiento excesivo. El uso y el deterioro esperados pueden incluir la influencia del intemperismo, el ataque químico y la abrasión. Es un asunto complejo que envuelve un gran número de factores interrelacionados tales como:

- a) **Atención a los detalles de diseño, incluyendo esquema del refuerzo y provisiones para el escurrimiento de agua en las superficies expuestas y al ataque químico al que puede estar expuesto el concreto, ya sea por contacto con el terreno o con sustancias corrosivas.**
- b) **Buen diseño de mezclas y**
- c) **Prácticas constructivas correctas, incluyendo la fijación adecuada del refuerzo y la colocación, compactación y curado del concreto.**

La durabilidad de una estructura de concreto depende de un adecuado régimen de mantenimiento preventivo, constante y permanente a lo largo de la vida útil. El sismo del 19 de septiembre de 2017 evidenció el efecto negativo de la falta de mantenimiento que exacerbó la intensidad y distribución del daño.

Estas especificaciones establecen el procedimiento para diseñar por durabilidad; incluye la clasificación de la exposición, seguida por consideraciones sobre la calidad del concreto, el contenido de químicos y el recubrimiento. Reconocen a la corrosión del acero de refuerzo como la forma más común y obvia de las fallas por durabilidad. Se puede manifestar como cualquiera, o una combinación, de las siguientes evidencias: manchas superficiales, agrietamiento a lo largo del refuerzo cercano a una superficie y despostillamiento de la superficie, o puede permanecer sin detectarse.

La siguiente explicación simplificada del proceso de corrosión ayudará a los usuarios entender las bases de las medidas propuestas en estas Normas para prevenir este tipo de falla por durabilidad.

Por sencillez, el proceso de corrosión puede dividirse en dos fases: iniciación y propagación. Generalmente el refuerzo está protegido contra la corrosión por la alcalinidad del concreto que lo rodea. La fase de iniciación se considera que es el periodo en el cual la alcalinidad se reduce a niveles a los cuales puede comenzar la corrosión activa. La fase de propagación se considera que abarca desde el inicio de la corrosión hasta la etapa donde los productos de corrosión causan la falla del concreto circundante.

En la fase de iniciación, la protección proporcionada por la alcalinidad del concreto puede reducirse por los procesos: carbonatación (neutralización del pH alto por infiltración del dióxido de carbono atmosférico, en un proceso lento pero continuo) y por ionización (un incremento en la concentración de iones reactivos tales como los cloruros, en un proceso aleatorio, relativamente rápido).

En la etapa de propagación, el refuerzo se corroe a una velocidad que depende de la disponibilidad de oxígeno y humedad, la temperatura del concreto, la presencia de iones reactivos y la alcalinidad residual.

Los iones de cloruros se pueden introducir al concreto a través de los aditivos, agregados contaminados, depósitos de sales en el refuerzo y cimbras, o pueden permear en el concreto endurecido durante el tratamiento con ácido o del rociado de sales depositadas en la superficie del miembro. Se establecen límites de la cantidad de cloruros que se pueden introducir en el concreto fresco.

El procedimiento dado en la especificación de diseño por durabilidad involucra en primer lugar la clasificación de la severidad del ambiente al cual quedará expuesta la superficie de concreto. Para esa clasificación de exposición, se especifica una calidad mínima del concreto a través de la resistencia, y se requiere un recubrimiento mínimo para la protección del refuerzo. El principio básico es que donde la corrosión del refuerzo, una vez iniciada, sea rápida, se requieren mayores niveles de protección. Ambientes más severos requieren mayor protección y esto se refleja en mejor calidad del concreto y recubrimientos más grandes.

Debido a que la resistencia puede ser especificada y medida fácilmente, la resistencia a compresión especificada, f_c' , es, en el mejor de los casos, solamente una medida indirecta de la calidad; representa la calidad del concreto después de 28 días de curado en cuarto húmedo. Esta calidad de curado, en la práctica, nunca se alcanza en el sitio.

Las investigaciones han mostrado la importancia de un curado oportuno y continuo y esto es la base para los requisitos de curado del concreto en las varias clasificaciones de exposición. Después del curado inicial, son dudosas las mejoras adicionales en las propiedades del concreto debidas a la exposición al ambiente, ya que depende en gran medida de la orientación del miembro y de las condiciones climáticas locales (ver 15.3.9).

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.

Comentario:

No obstante que los requisitos de las especificaciones generales por durabilidad se basan en el uso de concretos con cemento portland ordinario (CPO), se reconoce que una combinación de cementos y materiales cementantes puede proporcionar al menos (y en algunos casos mejorar) características de durabilidad equivalente. Materiales alternativos típicos o combinaciones con CPO involucra el uso de caliza molida, ceniza volante pulverizada, puzolanas naturales o calcinadas, microsílíce y escoria de alto horno molida.

El uso de estos materiales alternativos requiere evaluación, la cual puede incluir aspectos de suministro, colocación y curado del concreto. No obstante que muchas de las evaluaciones representan un régimen de ensaye comparado con el desempeño del concreto durante su vida, los procedimientos de ensaye mismos se llevan normalmente por periodos de meses antes de que se puedan alcanzar los resultados finales. Consecuentemente, el uso de materiales, donde la evaluación no se ha completado satisfactoriamente con anterioridad, requiere proyectos importantes desarrollados en tiempo para permitir la evaluación.

Como se permite en 4.9.3, se puede hacer modificaciones en los recubrimientos y resistencias prescritas sujetas a establecer una equivalencia en el desempeño del sistema alternativo.

El cambio principal en el proceso químico del concreto para las zonas de exposición A₁ y A₂ es la carbonatación. Para éstas, la equivalencia puede demostrarse usando pruebas tales como:

- Permeabilidad al agua
- Absorción Superficial Inicial (ISAT) BS 1881: Parte 5
- Capacidad de absorción (Método SIRO).

Para las zonas de exposición B1, B2 y C hay un dominio creciente de la influencia de la penetración de los iones de cloruro en el concreto. Ensayes apropiados podría incluir ensayos de absorción superficial, tales como la capacidad de absorción o ISAT, así como el establecimiento de permeabilidad a los cloruros.

No hay un ensaye de aceptación universal para la permeabilidad a los cloruros, pero los métodos listados a continuación podrían ser aceptables para fines de comparación de desempeño:

- AASHTO T 259 Método de ensaye para la resistencia a la penetración de iones de cloruros
- Ensaye Taylor Woodrow de permeabilidad a los cloruros
- Estimación rápida de la difusión de cloruros en el concreto (Dhir, RK et al., 1990).

Debe anotarse que no obstante que el método de ensaye de permeabilidad a los cloruros ASTM C 1202 da resultados rápidos, las mediciones eléctricas usadas (en Coulombs) pueden modificarse en forma

significativa por los constituyentes básicos de las mezclas de concreto dando como resultado una comparación no realista con diferentes concretos. Por esta razón se recomienda que se realice un método que de lecturas directas de permeabilidad a los cloruros, por ejemplo, AASHTO T 259 o Ensaye Taylor Woodrow de permeabilidad a los cloruros, antes de usar el método ASTM C 1202 como validación del desempeño.

El curado es un aspecto muy importante de seguridad de desempeño satisfactorio por durabilidad y, por tanto, cualquier ensaye comparativo que se realice debe modelar realísticamente los regímenes de curado práctico, los cuales sean compatibles con la producción de concreto en sitio o prefabricado.

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.

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 D 1126)

Comentario:

Una parte importante de estas especificaciones es el sistema de clasificación de exposición. Esta clasificación se enfoca a las condiciones que conducen a la corrosión del refuerzo. Sin embargo, también se dan recomendaciones respecto a la severidad del ataque al concreto mismo.

La clasificación se puede resumir como sigue:

a) Clasificación de exposición A1 y A2 – ambientes relativamente benignos tales como en el interior de la mayor parte de los edificios, o en sitios con ambientes similares a los que tienen poblados alejados de las costas donde la recomendación de un recubrimiento adecuado dará como resultado un desempeño satisfactorio.

b) Clasificación de exposición B1 – ambientes moderadamente agresivos tales como los sitios con ambientes similares a los que existen en las zonas cercanas a las costas y prevalecen los vientos provenientes de la zona agresiva, para los cuales una protección satisfactoria puede ser proporcionada por una combinación de una calidad de concreto y recubrimiento, adecuados.

c) Clasificación de exposición B2 – ambientes agresivos tales como los que existen en sitios situados entre 100 y 500 m de la costa. El diseñador debe determinar, considerando las condiciones locales del sitio, la clasificación de exposición apropiada.

Una velocidad de corrosión de acero expuesto de $150 \text{ g/m}^2 \text{ año}$ se usó para delimitar la frontera entre las zonas A2 y B1. Velocidad de corrosión típica para la zona B2 fue de $180 \text{ g/m}^2 \text{ año}$. Estas cifras están basadas en los estudios generales de corrosión desarrollados por BRANZ, Informes No. 38 (1984), No. 105 (1991) y No. 112 (1992).

Debe notarse que el acero expuesto se usa para determinar solamente el riesgo de corrosión. Estos valores de corrosión no tienen una relación directa para calcular la velocidad de corrosión del acero de refuerzo protegido dentro de un miembro de concreto.

d) Clasificación de exposición C – el ambiente más agresivo para el cual se dan recomendaciones sobre la calidad del concreto y los requisitos de recubrimiento.

e) Clasificación de exposición D – estos son ambientes para los cuales las Normas no dan recomendaciones. Pueden ser más severos que la clasificación de exposición C o más benignos que la clasificación de exposición A1. Para estas, el diseñador tiene que cuantificar la severidad de la exposición de acuerdo con los lineamientos antes expuestos y seleccionar los métodos de protección apropiados para la exposición. La clasificación D también aplica donde la vida de diseño es menor o mayor que 50 años. En tal caso, consideraciones específicas de los materiales, prácticas constructivas, ambientes y desempeño requerido, etc. deben tomarse en cuenta.

Se sabe que la emisión de ciertos contaminantes industriales incrementan el riesgo de degradación del concreto o de corrosión del refuerzo. Es imposible definir dentro de estos comentarios todos los procesos industriales. El diseñador debe considerar el proceso industrial en particular aplicable al diseño para determinar cuándo una clasificación industrial B1 debe subirse a clasificación D que requiere aplicar condiciones especiales. Las plantas industriales que queman combustibles que contienen azufre, o que emiten gases ácidos, pueden considerarse como de riesgo severo y sujeta a la clasificación de “industrial”. Un límite de 3 km representa una estimación razonable pero debe usarse el juicio ingenieril, dependiendo del concreto, de la naturaleza y magnitud de los contaminantes industriales y de la dirección de los vientos. Las estructuras localizadas en áreas con actividad geotérmica deben ser consideradas con clasificación de exposición industrial.

Los procesos biológicos en la superficie del concreto pueden originar deterioro mecánico y químico de la superficie. Esto puede ser particularmente severo en condiciones superficiales húmedas y calientes.

No obstante que los recubrimientos y resistencias del concreto especificadas proporcionan una solución al desempeño requerido, el uso de cementos mezclados, como los de escoria de alto horno y los de ceniza volante pueden mejorar el desempeño dando como resultado una reducción en los requerimientos de recubrimiento y/o de resistencia. Pueden usarse también los aditivos minerales, tales como la microsílice y ciertas puzolanas, para mejorar el desempeño de los concretos con cemento portland ordinario en exposiciones riesgosas.

El contacto con líquidos resulta difícil de clasificar en forma apropiada. Las aguas puras pueden causar lixiviados significativos de los componentes del concreto parcialmente solubles, también la exposición repetida a la condensación.

El agua corriente y los ciclos de humedecimiento y secado, frecuentes en estructuras de contención de agua, pueden originar también degradación física y química. Estos problemas son adicionales a aquellos asociados con la corrosión del refuerzo. Las Normas proponen un intervalo de clasificación con base principalmente en la experiencia, la cual depende del tipo de estructura. La exposición más moderada que corresponde a estructuras sumergidas en agua salina se clasifica como B2. A pesar de los altos contenidos de sulfatos y cloruros en las aguas salinas, un nivel extra de protección se proporciona por la formación de una capa superficial impermeable de carbonatos, y la pérdida del oxígeno disuelto, especialmente en los estratos profundos. Las estructuras sujetas ocasionalmente al contacto directo con aguas salinas, podrían ser clasificadas por el diseñador como B2 o C, la que resulte más apropiada.

Las Normas destacan las aguas subterráneas que contienen sulfatos, o sulfuros que se pueden oxidar a sulfatos, los cuales pueden atacar al concreto de una manera rápida y destructiva. El agua subterránea que contiene altos niveles de cloruros o materia orgánica también pueden ser destructiva. Concretos de alta calidad pueden proporcionar alguna protección, pero para aguas subterráneas que contienen más de 1 gramo de sulfato por litro de agua subterránea, necesita de cementos especiales y otros métodos de protección.

En situaciones de agua potable, se puede usar el Índice Langelier para determinar la suavidad del agua. Este Índice es una evaluación que se usa en la ingeniería del agua y considera la naturaleza corrosiva del agua mediante el examen de su pH en relación con la presencia de calcio y otros sólidos disueltos. La naturaleza agresiva del agua se incrementa a medida que el índice se mueve de cero a valores negativos. Un valor de -1.5 puede ser visto como significativamente agresivo al contacto. Para aguas no potables, se requiere hacer evaluaciones especiales, como la pertinencia de aplicar el índice Langelier (Índice Langelier= $\text{pH} + \text{Factor de temperatura} + \text{Dureza de calcio} + \text{Alcalinidad total} - 12.1$).

La protección proporcionada por una membrana impermeable bajo la losa construida sobre la superficie del terreno, proporcionará un ambiente equivalente a la clasificación A1.

Por razones prácticas, solamente una calidad de concreto se usará en cualquier miembro; la calidad está determinada por la clasificación de exposición más severa para cualquiera de sus superficies. Pueden tomarse en cuenta los recubrimientos superficiales de protección en el establecimiento de la clasificación de la exposición. Sin embargo, se debe tener cuidado cuando se establezca la capacidad de un recubrimiento superficial para proteger la superficie y mantenerlo durante el ciclo de vida de la estructura. La selección de un recubrimiento apropiado queda fuera del alcance de estas Normas, pero el diseñador debe estar consciente de que un recubrimiento inadecuado y con mantenimiento pobre puede conducir a una degradación más rápida.

El concreto puede ser atacado cuando se expone a un ambiente químico, particularmente aquéllos que contienen ácidos. En estos casos, se puede requerir incrementar la calidad del concreto o usar revestimientos protectores.

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/cm²).

Comentario:

Los requisitos para el concreto son una resistencia mínima y un periodo de curado inicial no menor que 3 días o equivalente si se usa algún método de curado acelerado.

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 3500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

Comentario:

La observancia de estos parámetros junto con el proporcionar al concreto una consistencia adecuada para la colocación y compactación, requerirá el empleo de aditivos químicos.

La reducción de los conductos capilares y su interconexión dentro del concreto está gobernada principalmente por la relación agua/cemento y el periodo de curado subsecuente. El contenido más alto de los productos de hidratación de la pasta de cemento proporciona acciones químicas ligantes subsecuentes mayores cuando se enfrentan con la difusión de los cloruros.

Los procedimientos de control de calidad estándar basados en la resistencia para monitorear el concreto suministrado deberán de discutirse con el proveedor de concreto.

Es pertinente hacer notar que el hecho de especificar la resistencia como un factor de la durabilidad está relacionado principalmente con las medidas de control de la práctica adoptada por la industria del concreto premezclado dentro de sus programas de aseguramiento de la calidad para cumplir con la norma NMX-C-155; sin embargo, los principales factores para la durabilidad se asocian con la relación agua/cemento seguida por los regímenes de curado y la suficiencia de material cementante.

Donde los agregados locales no permiten alcanzar las resistencias a compresión, será necesario adoptar métodos alternativos para asegurar que las relaciones agua/cemento se mantienen dentro de ciertos límites, de acuerdo con la categoría de la exposición. Los límites que se sugieren se establecen en la siguiente tabla.

Relaciones límite agua/cemento y contenidos de cemento mínimos

Clasificación de exposición	Agua/Cemento	Contenido de cemento mínimo (kg/m ³)
B1	0.50	270
B2	0.40-0.45	320
C	<0.40	350

El uso de reductores de agua y aditivos superfluidificantes ayudan en forma importante a reducir las demandas de agua. En muchas consideraciones de durabilidad es importante destacar la importancia de las reducciones de agua, en lugar de aumentar los consumos de material cementante.

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.

Comentarios:

Para casos más severos que C, las principales acciones para los concretos de cemento portland ordinario (CPO) son el empleo de los superfluidificantes, de los minerales finos (p. e. microsilice) y mayores consumos de cemento. Las relaciones agua/cemento se reducen a la región de 0.30. Cementos alternativos y los cementos mezclados pueden proporcionar mejores opciones para asegurar una durabilidad adecuada. Opciones comunes son los cementos de escoria de alto horno, ceniza volante y cemento portland ordinario mezclados, o materiales puzolánicos y cemento portland ordinario mezclados.

En la consideración de tipos de cemento alternativos, se debe prestar atención a cualquier cambio en las técnicas de construcción. Por ejemplo, algunos concretos requerirán regímenes de curado más prolongados que los usualmente especificados para los CPO para alcanzar un desempeño satisfactorio por durabilidad y el efecto de la temperatura de curado puede ser más crítico. La evaluación de tipos de cemento alternativos requerirá un tiempo de estudio significativo, si no se tienen resultados de ensaye disponibles.

En algunas de las condiciones especiales que pueden surgir en esta categoría, el empleo de revestimientos especiales resistentes a los químicos colocados sobre el concreto estructural, puede proporcionar una solución favorable al diseño.

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.

Tabla 4.6.1 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en 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 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ³	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10000	RS más puzolana ⁴	0.45	35 (350)

¹ CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 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.

Comentario:

En la tabla 4.2 se presentan los requisitos para los concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos. En ella se presenta los diferentes niveles de agresividad de acuerdo con la concentración de sulfatos en la solución, los tipos de cemento recomendados para cada nivel de agresividad, las relaciones agua/cemento máximas, así como las resistencias a compresión mínimas que deben tener esos concretos.

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.

Tabla 4.7.1 Requisitos de resistencia a compresión para abrasión¹

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.

Comentario:

La abrasión de pisos industriales es una causa común de falla por condiciones de servicio. La resistencia a compresión se seleccionó como el parámetro más importante fácilmente especificable, pero también se deben considerar los métodos de construcción ya que la resistencia a la abrasión está altamente influenciada por el curado y el acabado superficial, así como por la resistencia a compresión.

Esta sección especifica los requisitos adicionales para la exposición a la abrasión, por arriba o por debajo de otros criterios de exposición. Por ejemplo, para un pavimento externo de concreto reforzado sujeto solamente a un tránsito ligero de llantas neumáticas pero localizado en una zona agresiva con clasificación B2, los requisitos correspondientes a la zona de agresividad tendrán precedencia. Por otra parte, para un piso interno de una fábrica sujeto a un tránsito de mediano a pesado de llantas neumáticas, los requisitos de abrasión de esta cláusula tendrán precedencia.

Se debe hacer notar que las técnicas de acabado superficial requerirán de un control especial si la resistencia a la abrasión potencial, para una resistencia específica del concreto, se ha de alcanzar totalmente.

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 ensayos se harán de acuerdo con ASTM C 1218.

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.

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

Comentario:

La protección al refuerzo que proporciona un recubrimiento adecuado de concreto denso se relaciona primordialmente con la protección proporcionada por la alcalinidad del concreto. Esta protección previene el inicio de la corrosión hasta que la carbonatación ha avanzado cerca de la superficie del acero, lo cual usualmente toma décadas. Sin embargo, si los iones de cloruro están presentes en cantidad suficiente, la corrosión se puede iniciar aun en ambiente alcalino. Más aún, los iones de cloruro aceleran el proceso de corrosión por lo que su presencia debe ser minimizada.

Cuando se considera el efecto de los cloruros sobre la corrosión es necesario distinguir entre cloruros “libres” presentes en la solución de poro y cloruros ligados por el cemento a la matriz. Los cloruros “ligados” no toman parte directamente en la corrosión, mientras que los cloruros “libres” pueden romper la película de protección pasiva en la superficie de las barras de refuerzo. Los iones de cloruros “libres” incrementan la conductividad eléctrica de la solución de poro y la velocidad de disolución de los iones metálicos.

Los límites sobre el contenido del ion cloruro se especifican como porcentaje en peso del consumo de cemento.

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.

Comentario:

El límite establecido incluye el sulfato en el cemento, así como en los agregados y en el agua. Se debe tener cuidado especial cuando se emplean los desperdicios de rocas provenientes de la explotación de minas como alguno de los agregados. Muchos minerales en rocas incluyen sulfuros que se oxidan a sulfatos.

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.

Comentario:

Algunos aditivos usados en lugar de los acelerantes a base de cloruros pueden dar origen a un incremento en las sales ionizadas que pueden ser perjudiciales para el concreto. Conviene verificar el cumplimiento con las Normas correspondientes de aditivos para concreto.

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.

Comentario:

Se puede requerir especificar recubrimientos mayores que los especificados en las Normas por otras razones; por ejemplo, para alcanzar el acabado superficial requerido, el empleo de paquetes de barra,

la congestión debida al número de capas de refuerzo, el empleo de almas estrechas en vigas y ductos de presfuerzo grandes y la influencia del tamaño del agregado.

La protección al refuerzo la proporciona una combinación de la calidad del concreto y el espesor del recubrimiento.

Los recubrimientos especificados suponen que se cumple con las tolerancias especificadas. Si hay duda de que esto pueda ser alcanzado en el proyecto, se deberían especificar recubrimientos mayores para permitir un incremento en las tolerancias. Adicionalmente, los recubrimientos deberían incrementarse donde los acabados superficiales especiales del concreto reducen las dimensiones del recubrimiento nominal.

En general, los recubrimientos se incrementan en la medida en que la severidad de la exposición aumenta. Se pueden hacer previsiones para permitir la reducción del recubrimiento donde se emplee calidades de concreto superiores a las mínimas especificadas para la clasificación de exposición.

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 contratraves 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.

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 3500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

4.10 Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

Comentario:

Algunos agregados, bajo ciertas circunstancias, pueden reaccionar con los álcalis contenidos en el concreto.

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:

$$A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b d \quad (5.1.1)$$

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

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:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma;
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano; y
- 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.

- Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 \xi'' q(1-0.5q) \quad (5.1.2)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d(1-0.5q) \quad (5.1.3)$$

donde:

$$q = \frac{p f_y}{f_c} \quad (5.1.4)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (5.1.5)$$

b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (5.1.6)$$

donde:

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c b} \quad (5.1.7)$$

- 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:

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{f_c}{f_y} \frac{d'}{d} \quad (5.1.8)$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{f_c}{f_y} \frac{d'}{d} \right)$$

donde:

$$p' = \frac{A_s'}{bd} \quad (5.1.9)$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_s' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{f_c}{f_y} b d' \quad (5.1.10)$$

$$\left(A_s - A_s' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{f_c}{f_y} b d' \right)$$

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.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (5.1.11)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(\frac{d-t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(\frac{d-a}{2} \right) \right] \quad (5.1.12)$$

donde:

$$A_{sp} = \frac{f_c'' (b-b') t}{f_y} \quad (5.1.13)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c'' b'} \quad (5.1.14)$$

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

$$p - p_{sp} \leq \frac{600 \beta_1 f_c''}{600 + f_y} \frac{f_c''}{f_y} \quad (5.1.15)$$

$$\left(p - p_{sp} \leq \frac{6000 \beta_1 f_c''}{6000 + f_y} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{b' d}$$

$$p_{sp} = \frac{A_{sp}}{b' d} \quad (5.1.16)$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_{sp} \leq \frac{600 \beta_1 f_c''}{600 + f_y} \frac{f_c''}{f_y} b' d \quad (5.1.17)$$

$$\left(A_s - A_{sp} \leq \frac{6000 \beta_1 f_c''}{6000 + f_y} \frac{f_c''}{f_y} b' d \right)$$

d) Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar 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 gruesa. Para valorar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, 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

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad (5.1.18)$$

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

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.

Comentario:

Las disposiciones del inciso 5.1 son fundamentalmente las mismas de la edición 2004 de las NTC-Concreto, incisos 2.1 y 2.2.1 a 2.2.4, basadas en el concepto de la falla balanceada. En esta versión de las Normas, el valor de f_c'' ahora se calcula como $0.85 f_c'$ en vez de $0.85 f_c^*$. También cambia el porcentaje de acero máximo en estructuras que deben resistir fuerzas sísmicas. Ahora esta cuantía depende del grado de ductilidad con que se diseñe la estructura según lo señalado en el inciso 3.1.2 de estas Normas; a mayor grado de ductilidad, menor porcentaje de acero máximo. Estos porcentajes se presentan en las secciones 7.2.3, 8.2.3 y 9.2.3. En el Apéndice A se presenta un método alternativo para calcular factores de resistencia para elementos sujetos a flexocompresión que permite una transición gradual en el valor de los factores entre secciones en las que el acero de tensión fluye ampliamente antes del aplastamiento del concreto y aquellas en las que se aplasta el concreto antes de que fluya el acero.

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 $0.05h$ o que 20mm, 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:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \quad (5.2.1)$$

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:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (5.2.2)$$

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.

Comentario:

El cálculo de resistencias para columnas sujetas a carga axial y flexión en una dirección, o carga axial y flexión en dos direcciones no ha tenido cambios respecto a ediciones anteriores, excepto el cambio en el valor de f_c mencionado en el comentario a la sección 5.1. Debe tenerse en cuenta que este cambio afecta la elaboración de diagramas de interacción carga axial-momento. Los elaborados con esta edición de las Normas difieren, aunque ligeramente, de los preparados con ediciones anteriores. Las disposiciones sobre dimensiones mínimas, y porcentajes y detallado del refuerzo dependen del grado de ductilidad con que se diseñe la estructura. Estas disposiciones se presentan en los incisos 7.3.3, 8.3.3 y 9.3.3, para ductilidades baja, media y alta, respectivamente.

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 presfuerzados, 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 valorará con el criterio que se aplica a vigas sin presfuerzo (inciso 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 $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)0.3\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.1)$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'_c}bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R0.16\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.2)$$

$$\left(V_{cR} = F_R0.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

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

$$V_{cR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) 0.16\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.3)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) 0.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

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:

$$V_{cR} \leq F_R0.47\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.4)$$

$$\left(V_{cR} \leq F_R1.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

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

$$P_u < F_R (0.7f'_c A_g + 200A_s) \quad (5.3.5)$$

$$\left(P_u < F_R (0.7f'_c A_g + 2000A_s) \right)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá como sigue:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p) \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.3\sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.6)$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R \left(1 + 0.07 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.16\sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.7)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.5\sqrt{f'_c} bd \right)$$

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 evaluar 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, bd 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

$$P_u \geq F_R (0.7f'_c A_g + 200A_s) \quad (5.3.8)$$

$$\left(P_u \geq F_R (0.7 f'_c A_g + 2000A_s) \right)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R (A_g f''_c + A_s f_y) \quad (5.3.9)$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá mediante las ecuaciones 5.3.10 o 5.3.11 según corresponda.

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p) \left(1 - 0.3 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.3 \sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.10)$$

$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p) \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R \left(1 - 0.3 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.16 \sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.11)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd \right)$$

Para evaluar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo especificado para miembros a flexocompresión.

Comentario:

Se conserva la hipótesis de ediciones anteriores de que la fuerza cortante que resiste un elemento es la suma de la fuerza cortante que toma concreto, V_{cR} la que toma el acero transversal, V_{sR} y, en su caso, la componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_p .

Para calcular la fuerza cortante que toma el concreto en vigas sujetas a flexión, se presentan en esta edición dos métodos. El primero, o método simplificado, es el mismo de ediciones anteriores. El cálculo de la resistencia a fuerza cortante de elementos sujetos a flexión y carga axial se presenta en el inciso 5.3.3.1c. y tampoco tiene cambios respecto a las ediciones anteriores.

En cuanto a vigas presforzadas, las disposiciones correspondientes, incluidas en el inciso 5.3.3.1d, sí tienen cambios importantes respecto a la edición anterior de las Normas. En la edición de 2004 se presentaban dos casos, uno para presfuerzo total adherido y otro para presfuerzo parcial o presfuerzo no adherido. En esta edición se incorpora el concepto de que el agrietamiento diagonal de una viga presforzada puede ser de dos tipos: por flexión-cortante o por cortante en el alma (Naaman, 2004). La resistencia del concreto para el primer tipo se denomina V_{ci} y la correspondiente al segundo tipo, V_{cw} . Ya que se debe cumplir la relación $V_u \leq F_R V_n$ la viga alcanzará su resistencia cuando el segundo miembro de la desigualdad alcance el valor menor entre V_{ci} y V_{cw} , los cuales se calculan con las ecuaciones 5.3.15 y 5.3.16, respectivamente (su derivación puede verse, por ejemplo, en Naaman, 2004, pp. 336-340). Ya que la aplicación de estas ecuaciones resulta laboriosa porque es necesario revisar varias secciones de la viga, porque en concreto presforzado no se conoce la posición de la sección crítica por cortante, se presenta como método alternativo aproximado el uso de la ecuación 5.3.12, la cual tiene como limitación que sólo puede usarse si la fuerza efectiva de presfuerzo es igual o mayor que el 40% de la fuerza máxima de tensión en el tendón.

El segundo método para calcular la fuerza cortante que toma el concreto en elementos sin presfuerzo, conocido como método detallado, consiste en aplicar la ecuación 5.3.19. Este método no aparecía en versiones anteriores de estas Normas, aunque ha estado en el Reglamento del ACI-318 desde hace varios años. Es más detallado y menos conservador que el primero porque toma en cuenta la interacción entre la fuerza cortante y el momento flexionante mediante la relación $V_u d / M_u$. Sin embargo, es más laborioso porque es necesario calcular esta relación en varias secciones de la viga.

El inciso 5.3.3.3, Resistencia a fuerza cortante por fricción, no tiene cambios respecto al inciso 2.5.10 de la edición anterior.

5.3.3.1 d Elementos presforzados

En secciones con presfuerzo (Capítulo 11), donde los tendones estén adheridos y no estén situados 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.

$$V_{cR} = F_R \left(0.05\sqrt{f'_c} + 5\frac{V_d}{M} \right) bd \quad (5.3.12)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.15\sqrt{f'_c} + 50\frac{V_d}{M} \right) bd \right)$$

donde: $\frac{V_d}{M} \leq 1$

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:

$$V_{cR} = F_R 0.16\sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.13)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f'_c} bd \right)$$

Además, siempre se deberá cumplir con:

$$V_{cR} < F_R 0.4\sqrt{f'_c} bd \quad (5.3.14)$$

$$\left(V_{cR} < F_R 1.4\sqrt{f'_c} bd \right)$$

En forma alternativa, se permitirá calcular V_{cR} como el menor de V_{ci} y V_{cw} obtenidos como se indica a continuación:

$$V_{ci} = F_R \left(0.05\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CRe}}{M_{\max}} \right) \quad (5.3.15)$$

$$\left(V_{ci} = F_R \left(0.16\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{CRe}}{M_{\max}} \right) \right)$$

donde:

$$d_p \geq 0.8h$$

$$M_{CRc} = \frac{I}{y_t} (0.5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (5.3.16)$$

$$\left(M_{CRc} = \frac{I}{y_t} (1.6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \right)$$

Los valores de M_{max} y V_{ci} 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:

$$V_{ci} \geq F_R 0.14 \sqrt{f_c'} b_w d \quad (5.3.17)$$

$$\left(V_{ci} \geq F_R 0.45 \sqrt{f_c'} b_w d \right)$$

Por su parte, V_{cw} se debe calcular con:

$$V_{cw} = F_R [(0.29\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p] \quad (5.3.18)$$

$$\left(V_{cw} = F_R [(0.93\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p] \right)$$

Alternativamente, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante correspondiente a carga muerta más viva que resulta en un esfuerzo principal de tensión de $0.33\sqrt{f_c'} (1.1\sqrt{f_c'})$ (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

$$V_{cR} = F_R (0.16\sqrt{f_c'} + 17p \frac{V_u d}{M_u}) b d \quad (5.3.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.5\sqrt{f_c'} + 176p \frac{V_u d}{M_u} \right) b d \right)$$

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:

$$V_{cR} \leq 0.29 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.20)$$

$$\left(V_{cR} \leq 0.93 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

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:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (5.3.21)$$

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:

$$V_{cR} = F_R 0.29 \sqrt{f'_c} b d \sqrt{1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}} \quad (5.3.22)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.93 \sqrt{f'_c} b d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} \right)$$

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

$$V_{cR} = F_R 0.17 \left(1 + \frac{0.29 N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.23)$$

$$\left(V_{cR} = F_R 0.5 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \right)$$

N_u es negativa para tensión y V_{cR} no deberá tomarse menor a cero.

5.3.3.2 e 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:

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (5.3.24)$$

$$V_R = F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (5.3.25)$$

$$\left(V_R = F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \right)$$

$$V_R = F_R 0.25 f_c' A \quad (5.3.26)$$

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 (4200 kg/cm²).

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

$$V_u < F_R 0.8 \sqrt{f_c'} b d \quad (5.3.27)$$

$$\left(\left| V_u < F_R 2.5 \sqrt{f_c'} b d \right| \right)$$

b) En columnas, y en elementos de ductilidad media y alta donde V_{cR} se suponga igual a cero

$$V_u < F_R 0.6 \sqrt{f'_c} b d \quad (5.3.28)$$

$$\left(V_u < F_R 2 \sqrt{f'_c} b d \right)$$

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 (4200 kg/cm²). Para diseño, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 420 MPa (4200 kg/cm²).

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:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}} \quad (5.3.29)$$

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:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (5.3.30)$$

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

$$A_v = \frac{V_{sR}}{F_R f_y \text{sen } \theta} \quad (5.3.31)$$

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:

$$A_{u,mín} = 0.10 \sqrt{f'_c} \frac{b_s}{f_y} \quad (5.3.32)$$

$$\left(A_{u,mín} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{b_s}{f_y} \right)$$

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 (4200 kg/cm²), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no se tomará mayor que 420 MPa (4200 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 60mm.
- 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

$$V_{sR} = V_u \frac{h_s}{h_p} \quad (5.3.33)$$

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 crítica 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 $0.7V_{cR}$.

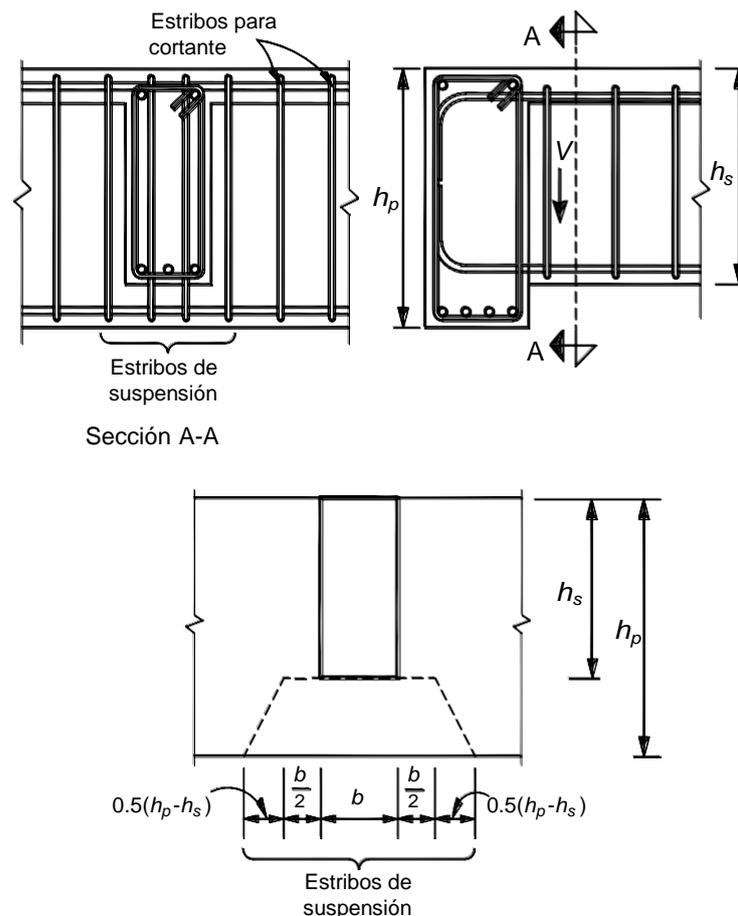


Figura 5.3.1 Transmisión de fuerzas y conexión entre vigas secundarias y principales

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.

Comentario:

Además de las disposiciones de los incisos 5.3.5.1 y 5.3.5.2 se requiere observar las de los incisos 8.2.4.2 y 9.2.4 para vigas de estructuras de ductilidades media y alta, respectivamente, y de los incisos 7.3.4, 8.3.4 y 9.3.4 para columnas de ductilidades baja, media y alta, respectivamente.

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:

- 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).
- 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:

- 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.
- 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.
- 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.
- 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

- 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:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (5.3.34)$$

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

$$\alpha = I - \frac{I}{I + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (5.3.35)$$

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 $I-\alpha$, 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

$$\left(\begin{array}{l} 0.3F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} ; \text{ ni de } 0.3F_R\sqrt{f'_c} \\ \left(\begin{array}{l} F(0.5 + \gamma) \\ R\sqrt{f'_c} \end{array} ; \text{ ni de } \left(\begin{array}{l} F \\ R\sqrt{f'_c} \end{array} \right) \end{array} \right) \quad (5.3.36)$$

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

$$\left(\begin{array}{l} F_R[0.3(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}] \\ \left(\begin{array}{l} F_R[(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} + \alpha f_{pc}] \end{array} \right) \end{array} \right) \quad (5.3.37)$$

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

$$V_{cR} = 0.13F_R b d \sqrt{f'_c} \tag{5.3.39}$$

$$\left(V_{cR} = 0.4F_R b d \sqrt{f'_c} \right)$$

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.

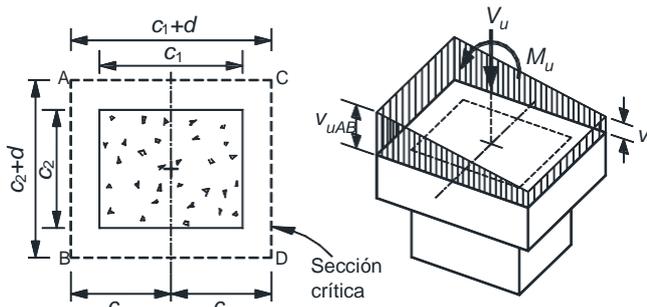
En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que:

$$0.4F_R \sqrt{f'_c} \tag{5.3.40}$$

$$\left(1.3F_R \sqrt{f'_c} \right)$$

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.



$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

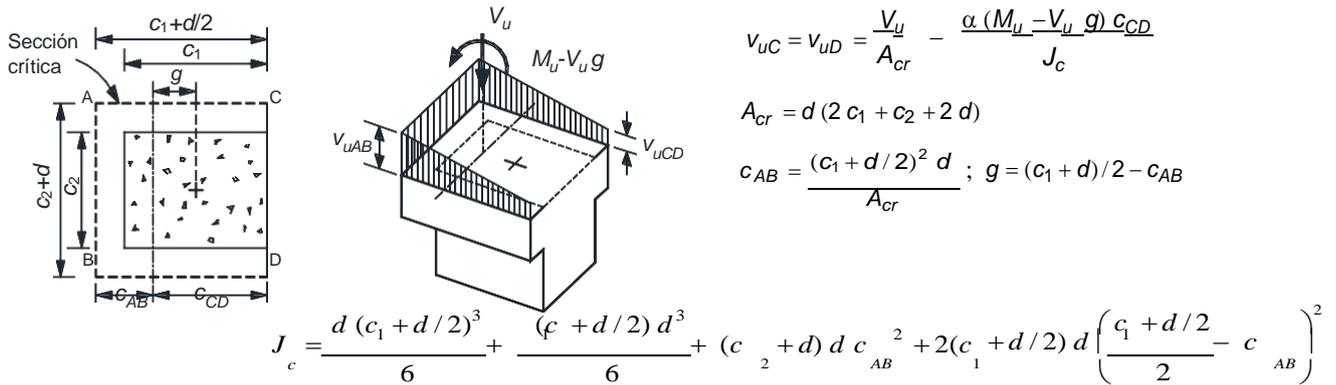
$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d)$$

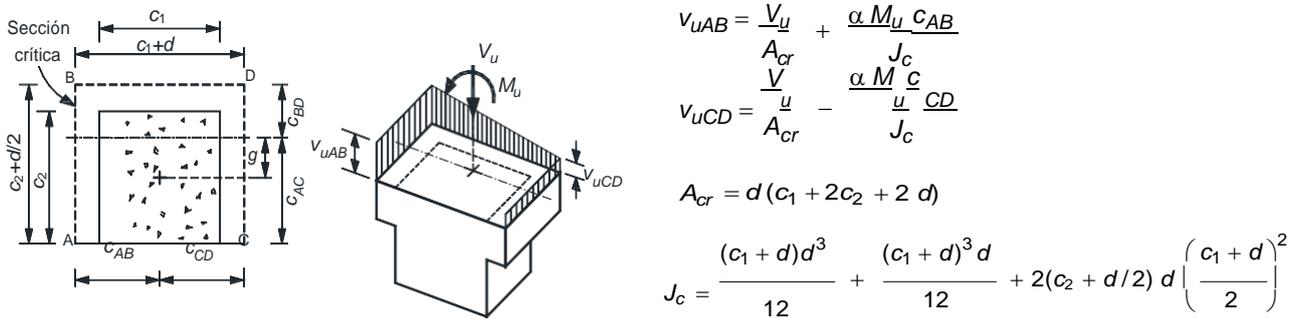
$$J_c = \frac{d(c+d)^3}{6} - \frac{(c+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

a) columna interior

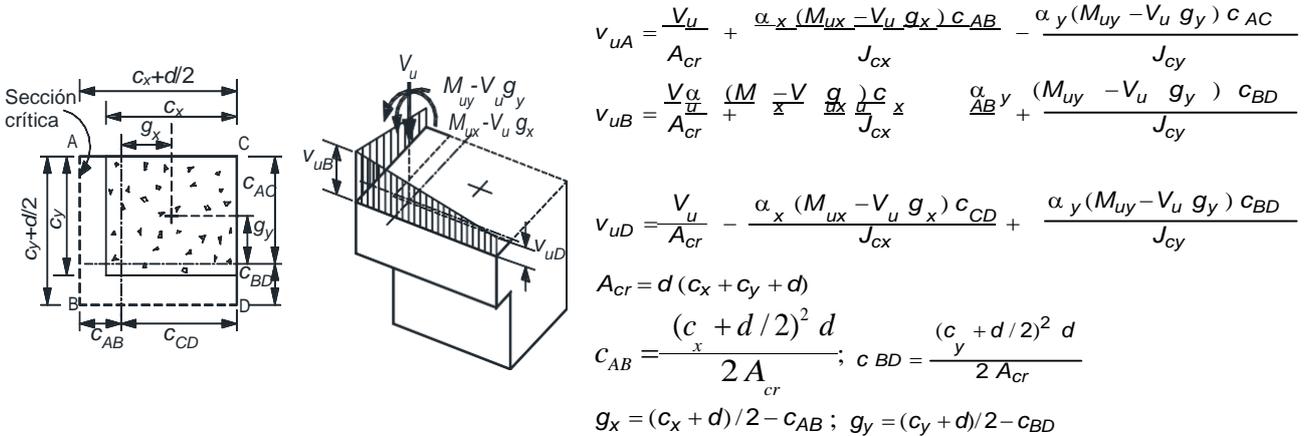
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{AB}}{J_c}$$



b) columna de borde con momento perpendicular al borde



c) columna de borde con momento paralelo al borde



$$J_{cx} = \frac{d (c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2) d^3}{12} + (c_y + d/2) d c_{AB}^2 + (c_x + d/2) d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d (c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2) d^3}{12} + (c_x + d/2) d c_{BD}^2 + (c_y + d/2) d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD} \right)^2$$

d) columna de esquina

Figura 5.3.2 Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

Comentario:

Las disposiciones para revisar las losas y zapatas en la vecindad de cargas o reacciones concentradas no han cambiado sustancialmente respecto a ediciones anteriores. Únicamente se ha añadido en la ecuación 5.3.37, del inciso 5.3.6.4, el término $0.3f_{pc}$ que toma en cuenta que la resistencia del concreto a cortante por penetración en losas y zapatas presforzadas es mayor que en no presforzadas, por el efecto

de los esfuerzos de compresión que induce el presfuerzo. También se ha añadido en la figura 5.3.2 el caso de columna de borde con momento paralelo al borde, que no aparecía en versiones anteriores.

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_p^2/p_{cp} , calculado para vigas con patines, sea menor que el calculado para la misma viga ignorando los patines.

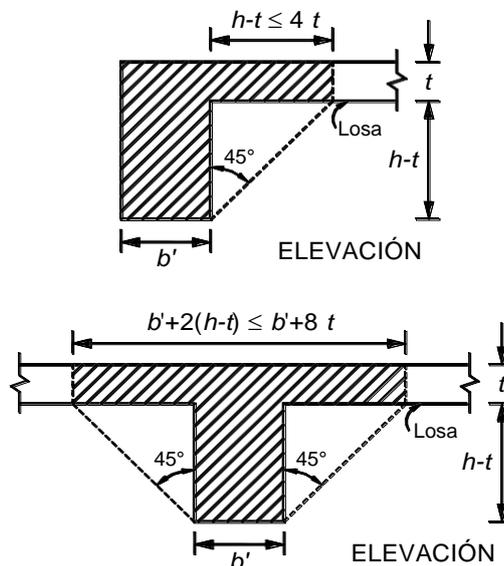


Figura 5.4.1 Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

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, 5.4.3, 5.4.5, 5.4.6 y 5.4.7.

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 afecta 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:

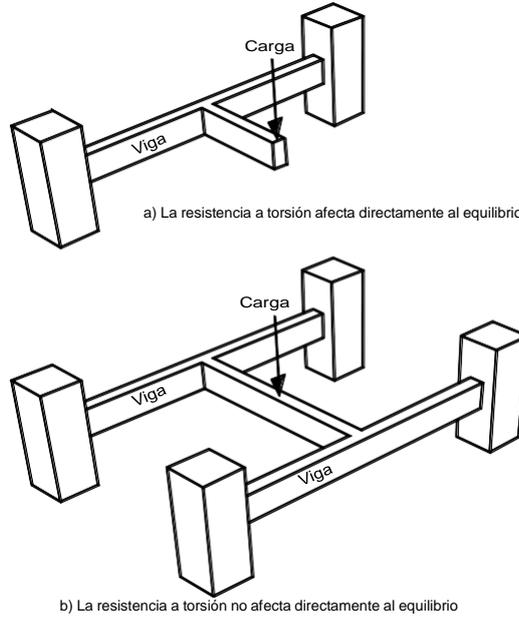


Figura 5.4.2 Ejemplos de vigas en las que existe torsión

a) Para elementos sin presfuerzo

$$T_u = F_R \cdot 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (5.4.1)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para elementos con presfuerzo

$$T_u = F_R \cdot 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.2)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \right)$$

c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u = F_R \cdot 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.3)$$

$$\left(T_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

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:

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \quad (5.4.4)$$

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.

Comentario:

Las Normas permite tres condiciones de equilibrio: la primera cuando la torsión presentada por condiciones estructurales y cargas no puede ser reducida ni redistribuida, la segunda cuando el momento torsionante debido a las condiciones de equilibrio puede redistribuirse y la tercera, cuando pasa de una condición a otra como en el caso de ampliaciones o de estructuras prefabricadas. Es muy raro tener casos de torsión pura, normalmente se diseña para la combinación de torsión, cortante y flexión. En sistemas estáticamente indeterminados, la compatibilidad de deformaciones en juntas y la redistribución de esfuerzos puede afectar los esfuerzos resultantes finales, lo que puede conllevar a la reducción de los esfuerzos resultantes por cortante y torsión. En estos casos, se permite una reducción en el valor en los momentos utilizados en el diseño si parte de este momento puede redistribuirse a la intersección de miembros.

Al primer caso donde los momentos torsionantes no pueden ser reducidos por una redistribución de fuerzas internas se le conoce como “torsión de equilibrio” y esta torsión se requiere para mantener el equilibrio. Al segundo caso, donde el momento torsional puede ser reducido gracias a la redistribución de fuerzas internas pero la torsión proviene del giro del elemento necesario para mantener la compatibilidad de deformaciones, se le llama “torsión de compatibilidad” y gracias a la redistribución la torsión puede ser reducida.

Para el tercer caso donde puede cambiar de un estado al otro, se debe diseñar para la condición más desfavorable. Por ejemplo, primero tendría que resistir la torsión de equilibrio con cierto estado o sistema estructural y con ciertas cargas se debe diseñar para ella; luego se adicionaría la torsión final que puede redistribuirse ante otras cargas y otro estado o sistema estructural.

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

$$T_u < F_R \cdot 0.083 \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (5.4.5)$$

$$\left(T_u < F_R \cdot 0.27 \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$T_u < F_R 0.083 \sqrt{f'_c \frac{Ac^2}{P_{cp}}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.6)$$

$$\left(T_u < F_R 0.27 \sqrt{f'_c \frac{Ac^2}{P_{cp}}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

c) Para miembros con presfuerzo

$$T_u < F_R 0.083 \sqrt{f'_c \frac{Ac^2}{P_{cp}}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \quad (5.4.7)$$

$$\left(T_u < F_R 0.27 \sqrt{f'_c \frac{Ac^2}{P_{cp}}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}} \right)$$

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 desprejarse la torsión, tendrán las dimensiones mínimas del inciso 5.4.3 y el refuerzo por torsión diseñado según el inciso 5.4.4.

Comentario:

Se permiten desprejarse los efectos de la torsión cuando ésta no excede aproximadamente un cuarto de la torsión de agrietamiento, T_{cr} . Este valor no produce una reducción significativa en la resistencia a flexión, en la de cortante, ni en la de la propia de torsión.

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

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67 \sqrt{f'_c} \quad (5.4.8)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b'd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca

$$\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67 \sqrt{f'_c} \quad (5.4.9)$$

$$\left(\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

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:

$$\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 0.67 \sqrt{f'_c} \quad (5.4.10)$$

$$\left(\frac{V_u}{b'd} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq \frac{V_{cR}}{b'd} + F_R 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

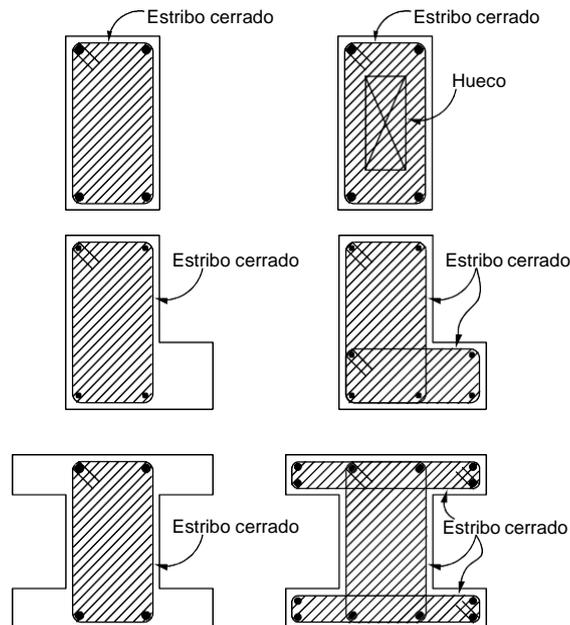


Figura 5.4.3 Definición del área A_{oh} (zonas sombreadas)

Comentario:

El tamaño de la sección transversal se elige buscando evitar el agrietamiento y el aplastamiento de la superficie del concreto causado principalmente por los esfuerzos inclinados a compresión debido a torsión y a cortante. Estos esfuerzos están definidos en el primer miembro de las expresiones de las ecuaciones 5.4.8 y 5.4.9. La suma de los esfuerzos del lado izquierdo de dichas ecuaciones no deben exceder los esfuerzos causados por el agrietamiento a cortante más el valor proporcional a la raíz

cuadrada de f'_c ; esto es similar a la limitación en resistencia para cortante sin torsión. En el cálculo del término V_{cr} se debe de tomar en cuenta si la pieza es reforzada o presforzada.

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:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \varphi} \quad (5.4.11)$$

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/cm²); 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 $\varphi=45$ grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presforzados y $\varphi=37.5$ grados para elementos totalmente presforzados.

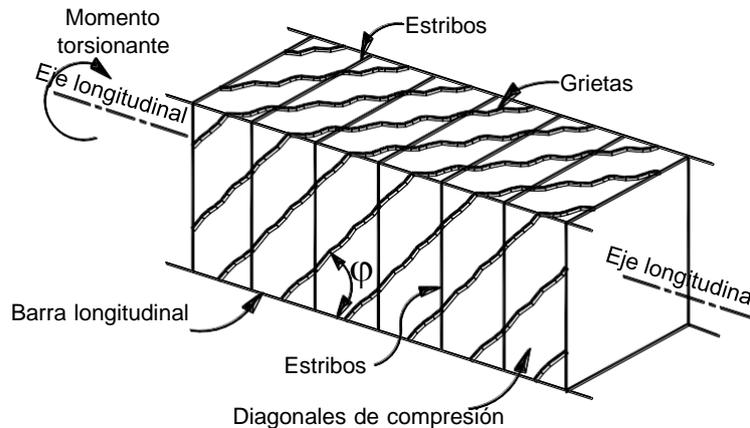


Figura 5.4.4 Analogía de la armadura espacial para, torsión

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:

$$A_{st} = \frac{A_t p}{s} \frac{f_{yv}}{h f_y} \cot^2 \varphi \quad (5.4.12)$$

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].

Comentario:

Dado que este modelo está basado en la analogía del armadura espacial se requiere refuerzo vertical, estribos cerrados, y refuerzo longitudinal para dar resistencia a la torsión. Las Normas suponen que el momento torsionante debe ser resistido por el refuerzo sin tomar en cuenta la resistencia a torsión del concreto. Vale la pena hacer notar que mientras el ángulo φ es menor, la cantidad estribos requerida decrece, mientras que la cantidad del acero longitudinal requerida aumenta.

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:

$$A_v + 2A_t = 0.10\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yv}} \quad (5.4.13)$$

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yv}} \right)$$

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

$$A_v + 2A_t \geq \frac{bs}{3f_{yv}} \quad (5.4.14)$$

$$\left(A_v + 2A_t \geq \frac{3.5bs}{f_{yv}} \right)$$

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{2.4 f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (5.4.15)$$

$$\left[A_{st,min} = \frac{1.3\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \right]$$

en donde:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{5.8f_{yv}} \quad (5.4.16)$$

$$\left(\frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75 b}{f_{yv}} \right)$$

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 necesario 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 $A_s f_y$, 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 300mm 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 $F_R 0.85f_c'$.

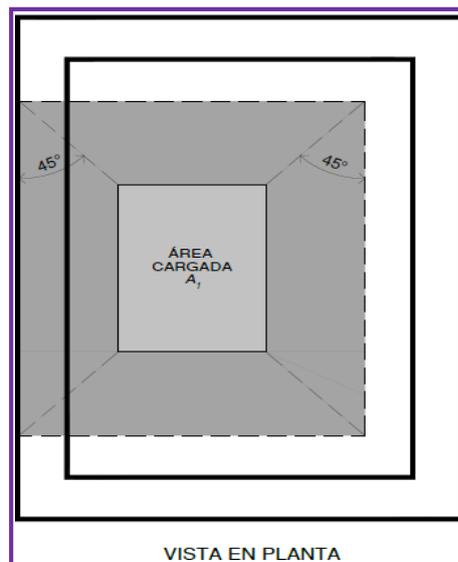
Comentario:

El esfuerzo por aplastamiento permisible de $0.85 f_c'$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en Hawkins (1968).

Cuando el área de apoyo sea más ancha que el área cargada, en todos sus lados, el concreto circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento.

No se proporciona un peralte mínimo para elementos de apoyo, ya que esta dimensión está controlada por requisitos de cortante por penetración.

La parte superior del apoyo puede estar ligeramente inclinada o escalonada pero los anchos tienen que ser siempre mayores que los del área cargada. Se recomienda que no tenga superficies inclinadas a ángulos demasiado grandes. La figura C.5.5.3, ilustra la aplicación de un tronco piramidal para encontrar A_2 . La pirámide no debe confundirse con la trayectoria con la que se distribuye una carga que baja a través del elemento de apoyo. Dicha trayectoria de carga tendría menor relación de lado horizontal a lado vertical que la pendiente de la figura C.5.5.3. Sin embargo, la pirámide descrita tiene una menor pendiente en las caras laterales planas, para asegurar que exista concreto rodeando la zona de esfuerzos altos en el área de aplastamiento. A_1 es el área cargada no mayor que la placa de apoyo o que el área de la sección transversal del apoyo. Es común la utilización de los ángulos de la figura C.5.5.3.



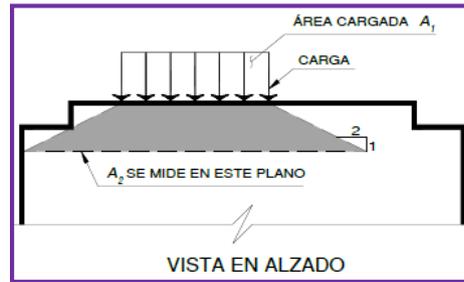


Figura C.5.5.3- Aplicación de la pirámide para determinar A_2 en apoyos inclinados o escalonados.

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.

Comentario:

El concepto de longitud de desarrollo está basado en el esfuerzo de adherencia promedio que se alcanza a lo largo del refuerzo anclado. La falla de anclaje por adherencia puede ocurrir de dos modos: en uno, se forman grietas longitudinales, paralelas al eje de la barra, causadas por la presión radial hacia fuera que ejercen las corrugaciones sobre el concreto, al tratar de deslizar la barra y, la otra, ocurre porque las corrugaciones aplastan al concreto y la barra desliza dejando sólo un agujero circular sin agrietamiento; esta última forma de falla se presenta en barras de diámetros pequeños con amplias separaciones entre ellas y recubrimientos grandes.

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).

$$L_{db} = \frac{1.15 a_s f_y}{(c + K_{tr}) \sqrt{f_c'}} \geq 0.36 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (6.1.1)$$

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

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 $\frac{A_{tr} f_{yv}}{10 s \pi}$ si se usan MPa y mm, $\left(\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s \pi}, \text{ kg/cm}^2 \text{ y cm} \right)$;

- 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 .

Comentario:

Las fórmulas propuestas para calcular la longitud de desarrollo básica requerida es la misma que se propone en el ACI 318-14 sólo adaptada para ponerla en términos del área transversal de la barra, de su esfuerzo de fluencia y de la resistencia especificada del concreto. Además, toma en cuenta, en forma explícita, la separación de las barras de refuerzo longitudinal, el recubrimiento de este refuerzo, así como la contribución del refuerzo transversal en el control de agrietamiento longitudinal a lo largo de las barras. Sin embargo, en barras de diámetros pequeños puede ocurrir el otro tipo de falla, a la cual corresponde la expresión $0.11 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$, por lo que es necesario calcular que la longitud de desarrollo no sea menor que el valor calculado con dicha expresión.

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 $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ 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:

$$0.24 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \tag{6.1.2}$$

$$\left(0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

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 $8d_b$.

Tabla 6.1.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

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)	$2 - \frac{420}{f_y}$; $\left(2 - \frac{4 200}{f_y} \right)$;
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	1.5

separación libre entre barras menor que $6d_b$	
– 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.

Comentario:

Las disposiciones para el anclaje de las barras con dobleces están basadas en el criterio del ACI 318-14. La mayor parte de los esfuerzos se desarrolla por la reacción de compresión del concreto ante el doblez de la barra. De ahí que la longitud de desarrollo de una barra con dobleces se mida a lo largo del eje de la barra, desde la sección crítica hasta el plano vertical que define el tramo recto de la barra, posterior al doblez. Por otra parte, al actuar la fuerza de tensión, la barra tiende a enderezarse y su tramo vertical presiona al concreto frente a él. Ello evidencia la necesidad de que el tramo recto mencionado cuente con suficiente recubrimiento o quede confinado con estribos horizontales. En cuanto a los esfuerzos axiales en la barra, resulta que toda ella, desde la sección crítica hasta su extremo después del doblez se encuentran a tensión con un valor máximo en la sección crítica que va disminuyendo gradualmente hasta cero en el extremo mencionado, es decir, aun la rama vertical está a tensión. Los esfuerzos de aplastamiento del concreto en el doblez hace ver la importancia de que el radio de doblez cumpla con el requisito de la sección 6.5.

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.

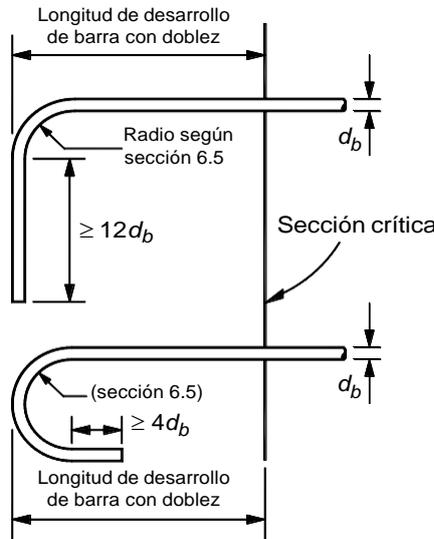


Figura 6.1.1 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 6.1.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

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 dobléz.

Comentario:

La longitud de desarrollo requerida en las barras a compresión es menor que la especificada a tensión, porque parte del esfuerzo de adherencia que se requiere desarrollar para evitar su deslizamiento en el concreto es proporcionado por el apoyo de la sección transversal de la barra en el concreto.

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 dobléz 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.

Comentario:

Se requiere que los estribos estén rematados con dobleces de al menos 135 grados para evitar que se abran ante las demandas de diseño.

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.

Comentario:

Cuando la malla de alambre soldado se emplea como refuerzo transversal, se considera que el esfuerzo de fluencia correspondiente para diseño es de 420 MPa (4 200 kg/cm²), ver inciso 5.3.5.1. Lo anterior para restringir el ancho de grietas que se puedan originar por cortante.

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 valorará 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 doblé de 90 ó 180 grados, seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente. El doblé debe cumplir con los requisitos de la sección 6.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblé, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblé.

e) En los muros, en las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiera refuerzo que se corta o dobla, la longitud que se continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que L_d+3 m.

Además de los anteriores, deben cumplirse los siguientes requisitos:

f) 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.

g) 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.

Comentario:

El cumplimiento con las recomendaciones establecidas permite que en toda sección crítica se puede alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en el acero a tensión y que, las grietas de tensión en el concreto que se forman por la interrupción del acero de refuerzo, se presenten alejadas de las secciones críticas.

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.

Comentario:

El cumplimiento con las recomendaciones que se establecen para el refuerzo de las columnas permiten alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en las secciones críticas. El factor de 1.25 toma en cuenta la diferencia entre el esfuerzo de fluencia real y el nominal, así como el desarrollo de deformaciones en la rama de endurecimiento por deformación del acero.

6.2 Revestimientos

De acuerdo con lo indicado en la sección 3.9.

Comentario:

Se hace distinción entre revestimientos, que son los recubrimientos de los elementos estructurales sin que existan ligas que los hagan trabajar como una unidad, y los encamisados, cuando estas ligas si existen y trabajan conjuntamente.

6.3 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

- Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;
- Un tercio del espesor de losas; ni
- 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.

Comentario:

Las recomendaciones que se dan están orientadas a lograr una distribución homogénea de la masa de concreto, sin oquedades, ni segregación, en función de las dimensiones de los elementos estructurales y del acero de refuerzo incluido.

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.

Comentario:

La investigación sobre adherencia indica que el corte de barras de los paquetes debería ser escalonado. Los paquetes de barras se pueden atar, amarrar con alambre o sujetar de alguna manera, a fin de asegurar que permanezcan en su posición.

Los requisitos para el control del agrietamiento de la sección 14.3 evita el uso de paquetes de barras mayores a la no. 11 como refuerzo por flexión en elementos que trabajan en una dirección.

Se recomienda evitar el empleo de paquetes de más de dos barras en un mismo plano. Las formas típicas de los paquetes de tres barras son la triangular o la hecha en forma de letra L.

Como precaución práctica, los paquetes de dos barras o más colocados en el plano de flexión no pueden doblarse ni utilizarse para formar ganchos como una sola unidad. Cuando se requieran ganchos en los extremos, es preferible escalar los ganchos individuales dentro de un paquete.

6.5 Dobles 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/cm²), 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.

Comentario:

Los factores principales que afectan el radio mínimo de doblado son la capacidad de la barra de refuerzo a doblarse sin rotura y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblado.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el concreto. En estos casos se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces tienen que ser graduales y enderezarse según se requiera.

Las pruebas han mostrado que las barras de refuerzo Grados 30 o 42 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 grados, si se observa el radio mínimo especificado en 6.5. Si se presentan casos de agrietamiento o rompimiento, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 1,088 K (815 °C) para evitar esta situación en el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado.

El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasione daños al concreto. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 150 mm del concreto, puede ser necesario aplicar algún sistema de aislamiento de protección. El calentamiento de las barras se puede controlar por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado. Las barras calentadas no se recomienda enfriar por medios artificiales (agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos 588 K (315°C).

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 $(0.1f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en MPa, o $(0.01f_y - 6)d_b$, 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.

Comentario:

Los traslapes de paquetes de barras se basan en la longitud de traslape requerido para las barras individuales dentro del paquete, aumentada de acuerdo con el inciso 6.1.2.1. El incremento requerido se basa en la longitud de los traslapes para los paquetes de barras en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. Las barras en paquetes se empalman solamente en traslapes de barras individuales a lo largo de la longitud del paquete. Los paquetes no pueden ser traslapados como barras individuales.

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 ensayos. 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.

Comentario:

En las ménsulas generalmente es necesario suministrar anclaje mecánico en los extremos de las barras superiores, soldándolas a una barra transversal, a la placa de apoyo, o a un ángulo metálico. En vigas diafragma se puede tener que recurrir a dar anclaje mecánico a las barras inferiores en los extremos de las vigas; también a las barras inferiores de vigas no peraltadas y en columnas cuando por alguna razón no hay espacio suficiente para el doblado adecuado de las barras, se recurre al anclaje mecánico.

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.

Comentario:

Para que el acero de refuerzo sea soldable es indispensable que se cumpla con el requisito de carbono equivalente. El requisito de resistencia a la tensión, de 1.25 la fuerza de fluencia especificada, asegura una soldadura sana, adecuada también para comprensión. La fuerza máxima del refuerzo empleado es la fuerza de fluencia. A fin de asegurar resistencia suficiente a los empalmes, de forma que se pueda lograr la fluencia en los elementos evitando así una falla frágil, se seleccionó el 25% de incremento respecto a la fluencia especificada como un mínimo adecuado de seguridad y una máxima economía práctica.

Para las uniones totalmente mecánicas también se requiere que se desarrolle 1.25 la fuerza de fluencia en tensión o en comprensión por la mismas razones expuestas para las uniones totalmente soldadas.

6.6.1.5 Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta

a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con lo expuesto en la introducción de 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.

Comentario:

La restricción de no usar uniones soldadas en las zonas aledañas a la unión de vigas con columnas es para garantizar un comportamiento dúctil de las articulaciones plásticas que se pueden formar en estas zonas, como resultado de los desplazamientos laterales generados por el sismo.

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 medida 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.

Comentario:

La restricción de no usar uniones con dispositivos mecánicos en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas como resultado de los desplazamientos laterales es para garantizar el comportamiento dúctil de la articulación.

El dispositivo mecánico tipo 2 puede desarrollar este comportamiento dúctil hasta la falla a esfuerzo equivalentes al esfuerzo máximo de falla de las barras que unen.

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 $(0.1f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra, f_y en MPa, o $((0.01f_y - 10)d_b$, si se usan kg/cm^2).

Comentario:

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tensión. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se complica por el problema del agrietamiento transversal de tensión, por lo que los traslapes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las especificadas para los traslapes en tensión.

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 $0.5f_y$. 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 $0.5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 50 mm.

Comentario:

La resistencia de los traslapes de malla de alambre liso soldado depende fundamentalmente del anclaje obtenido con los alambres transversales y no de la longitud de alambre en el traslape. Por esta razón se especifica el traslape en términos de traslape de los alambres transversales y no en diámetros de alambre o en milímetros. El requisito de traslape adicional de 50 mm es con objeto de asegurar la superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del concreto entre éstos.

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

$$a_{sI} = \frac{660 x_I}{f_y (x_I + 1000)} \quad (6.7.1)$$

$$\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right)$$

donde:

- a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm²/mm (cm²/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 $3.5x_1$.

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.

Comentario:

Se requiere acero de refuerzo por cambios volumétricos para minimizar agrietamientos y para ligar firmemente la estructura y asegurar que actúe como se supone en el diseño. El área de refuerzo por cambios volumétricos requerida en esta sección ha sido satisfactoria en donde se ha permitido que ocurran movimientos por contracción y temperatura.

Para los casos de losas en que muros estructurales o grandes columnas proporcionen restricciones significativas a los movimientos por contracción y temperatura, puede requerirse aumentar la cantidad de refuerzo al refuerzo por flexión. El refuerzo superior e inferior son ambos efectivos para el control de grietas. Las franjas de control de agrietamiento durante el periodo de construcción, que permiten que ocurra una contracción inicial sin causar un incremento en los esfuerzos, son también efectivas para reducir las grietas causadas por las restricciones.

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.

Comentario:

Los límites mínimos se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del concreto en los espacios comprendidos entre barras y entre las barras y la cimbra sin que se presente segregación, y con objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que pueda causar agrietamiento por cortante o contracción. El uso del diámetro nominal de las barras y el tamaño máximo del agregado para definir el espaciamiento mínimo, permite establecer criterios uniformes para barras de todos los tamaños y agregados de diferentes tamaños máximos.

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/cm²). Los concretos de alta resistencia deberán cumplir con los requisitos especificados en 12.2.

Comentario:

No se permite usar concreto estructural con resistencia a la compresión menor que 250 kg/cm², excepto en el caso señalado en el inciso 2.1.2.

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/cm²).

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.

Comentario:

En estructuras prefabricadas puede suceder que las condiciones de seguridad críticas se presenten durante el transporte y el montaje de los elementos, por eso se señala explícitamente que se tome en cuenta esta situación.

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 evaluar 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.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad (7.2.1)$$

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: 0.3MPa (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: 0.6MPa (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).

Comentario:

Los requisitos geométricos y del acero de refuerzo de vigas en estructuras de ductilidad baja son semejantes a los estipulados en ediciones anteriores para vigas de estructuras que no se consideraban como pertenecientes a marcos de alta ductilidad.

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 mayores que las resistencias a flexión de las vigas, de tal manera que se cumpla el criterio de diseño de columna fuerte-viga débil. Al calcular la resistencia a flexión de las columnas debe usarse un esfuerzo en el acero de $1.25 f_y$.

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:

- $269/\sqrt{f_y}$ 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);
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- 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:

- la dimensión transversal máxima de la columna;
- un sexto de su altura libre; ni que
- 600 mm

arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en el inciso 7.7.1.

7.3.4.3 Detallado

- 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

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (7.3.1)$$

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 (4200 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.

Comentario:

Los requisitos de esta sección 7.3 son semejantes a los de ediciones anteriores de las Normas para columnas de marcos que no se diseñan para disipar grandes cantidades de energía, a las cuales se les considera de mediana o alta ductilidad.

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.

Comentario:

Esta sección es aplicable a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de carga axial, momentos y fuerzas cortantes, éstos últimos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que, para las fuerzas de diseño, los muros de ductilidad baja experimenten agrietamiento y deformaciones inelásticas

correspondientes a las de la primera fluencia del refuerzo. Estos muros no son capaces de resistir ciclos de deformaciones inelásticas posteriores a la fluencia de alta magnitud.

Las Normas suponen que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidos en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación.

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.

Comentario:

El ancho efectivo considera la distribución de esfuerzos producida por la carga concentrada. El ancho efectivo de las Normas corresponde al ancho cuando la distribución de esfuerzos es sensiblemente uniforme sobre la sección transversal.

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 $0.3f_c'A_g$, 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.

Comentario:

Estos requisitos son aplicables a muros con sección rectangular. Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro, no habrá tensiones en el muro. Además, si la carga vertical es menor que la correspondiente a la de la falla balanceada, sólo es necesario reforzarlos por cambios volumétricos exclusivamente. En caso contrario, se coloca suficiente cantidad de refuerzo para controlar las deformaciones debidas al flujo plástico del concreto (cuantía mínima del inciso 7.3.3), limitada a una cuantía máxima que permita la colocación y compactación del concreto (cuantía máxima del inciso 7.3.3).

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 $0.3f_c'A_g$, 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.

Comentario:

La fuerza cortante en el plano es importante en muros con relación altura/longitud pequeña. Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad baja, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3f_c' A_g$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Este análisis no es necesario si la edificación es de dos niveles, para la cual se permite un espesor mínimo de 100 mm.

Puesto que los muros de ductilidad baja no estarán sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas, no se requiere el uso de refuerzo en los extremos como se especifica para muros de ductilidad media y alta (ver incisos 8.4.2.4 y 9.4.2.4).

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 valor mayor 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.

Comentario:

El diseño de muros esbeltos, con relación altura/longitud superior a dos, está controlado frecuentemente por la flexión. Para fines de diseño, se considera el desplazamiento del diagrama de momentos debido a la formación de la articulación plástica de flexión en la base del muro. La altura crítica requerida es una medida simple de la longitud de la articulación plástica de flexión en la base del muro.

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 $0.3F_R L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión $A_s/t d$, 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

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (7.4.1)$$

$$\begin{aligned}
 z &= 1.2H_m & \text{si} & \frac{H_m}{L} \leq 0.5 \\
 z &= 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L & \text{si} & 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0 \\
 z &= 0.8L & \text{si} & 1.0 \leq \frac{H_m}{L}
 \end{aligned} \tag{7.4.2}$$

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.

Comentario:

Es aceptable aplicar las hipótesis de flexión y flexocompresión para calcular las resistencias de muros, considerando la contribución a la resistencia de todo refuerzo anclado para que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Se espera que los elementos de la cimentación se diseñen para resistir la carga axial y momento flexionante resistentes del muro. En el caso de muros con aberturas, se aconseja colocar las aberturas de modo que el flujo de esfuerzos dentro del muro sea lo más continuo y directo, con los menores cambios de dirección y magnitud posibles. En todo caso, conviene revisar la necesidad de reforzar los muros alrededor de aberturas para controlar cualquier agrietamiento que ocurra. Se acepta el uso del Método de Puntales y Tensores del Apéndice B de estas Normas.

Las ecuaciones 7.4.1 y 7.4.2 son expresiones aproximadas para calcular la resistencia a flexión de muros prismáticos con sección transversal rectangular. Para cualquier otra configuración, se recomienda aplicar un análisis de sección detallado.

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.

Comentario:

En muros esbeltos, con relación H_m/L mayor que 1.2, se requiere distribuir el refuerzo vertical en los extremos para poder resistir los esfuerzos de flexión que usualmente controlan el comportamiento de este tipo de muros.

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:

- 8 veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete;
- 24 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 especificado en el inciso 7.3.4.3

Comentario:

Cuando el muro se sujeta a momentos flexionante elevados, monótonos o cíclicos, es factible que el refuerzo en el extremo a compresión fluya. La probabilidad de pandeo del refuerzo aumenta si ciclos

de flexión inelástica producen fluencia por tensión y provocan elevadas compresiones tras la reversión de la carga. La restricción a pandeo del refuerzo vertical es importante para asegurar que el muro exhiba un comportamiento estable en resistencia y rigidez. Los muros se refuerzan vertical y horizontalmente mediante dos capas de acero restringidas en el espesor del muro con grapas.

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

$$V_{cR} = 0.27F_R\sqrt{f'_c} tL \quad (7.4.3)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85F_R\sqrt{f'_c} tL \right)$$

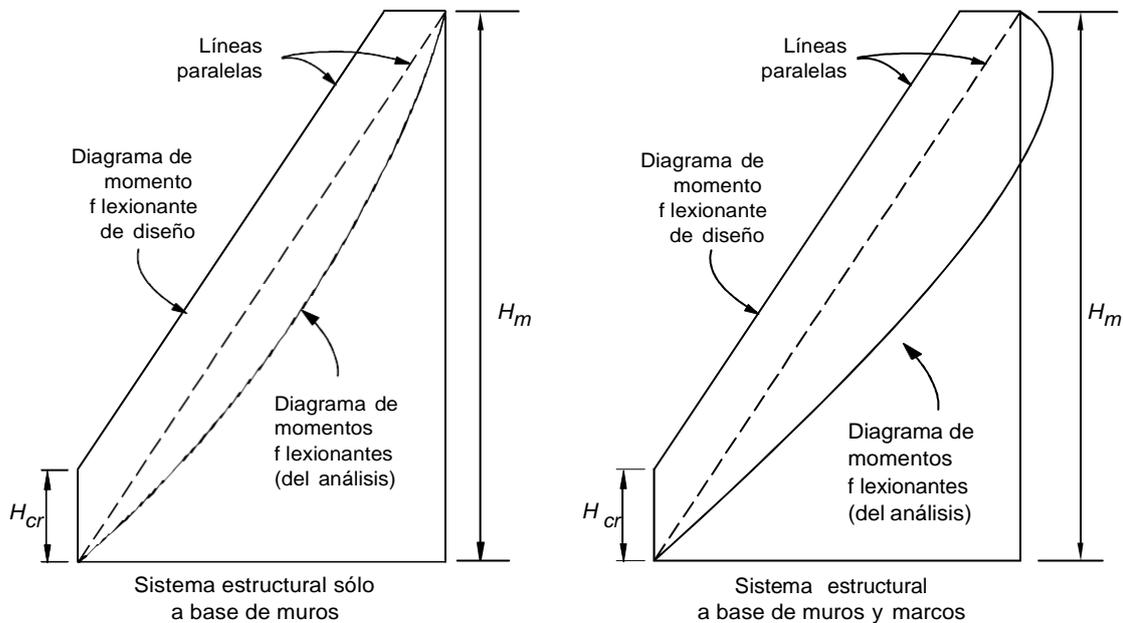


Figura 7.4.1 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro

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.

Comentario:

La resistencia a cortante de un muro depende de la carga axial. Si la carga axial es de tensión, la resistencia a cortante disminuye drásticamente. Para fines de diseño se puede considerar como nula. La fuerza cortante que toma el concreto depende de la magnitud de la flexión. Como en el caso de vigas

de concreto, a mayor flexión, menor será la fuerza cortante resistente del concreto. En muros, la relación H_m/L o H_s/L indica si el comportamiento estará controlado por flexión o por cortante, según la importancia relativa de las deformaciones producidas por estas acciones internas.

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

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (7.4.4)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad (7.4.5)$$

donde:

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t}$$

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 ;
 A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n ;
 t espesor del muro.

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.

Comentario:

La contribución a la resistencia del acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante se suma a la contribución del concreto. Ensayos de laboratorio en muros bajo cargas monótonas, con relaciones H_m/L bajas, han demostrado que el refuerzo horizontal (paralelo a la fuerza cortante) es menos efectivo que el refuerzo vertical. La ecuación 7.4.5 reconoce este fenómeno. Para $H_m/L = 0.5$, las cuantías son iguales. Si $H_m/L > 2.5$, sólo se requiere refuerzo mínimo para controlar el agrietamiento inclinado en el alma. La cuantía de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante en muros esbeltos será menor que la cuantía en muros robustos, ya que en los segundos es necesario para equilibrar el componente perpendicular a la fuerza cortante del puntal de compresión que se desarrolla en el muro para resistir la fuerza lateral (Barda, Hanson y Corley, 1977).

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.

Comentario:

En las Normas, se especifica que los muros se refuerzan con dos capas de barras de acero, de modo de promover un comportamiento más estable ante cargas laterales reversibles.

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que:

$$\left(\begin{array}{c} 0.63F_R A_{cm} \sqrt{f'_c} \\ 2F_R A_{cm} \sqrt{f'_c} \end{array} \right) \quad (7.4.6)$$

Comentario

El principal mecanismo resistente a carga lateral de muros de concreto es mediante la formación de puntales de concreto, equilibrados por el refuerzo del muro trabajando a tensión. Uno de los modos de falla de este mecanismo es el aplastamiento del puntal de compresión. Para evitar que este modo se alcance, se limita la fuerza cortante de diseño. Este límite se establece porque el modo de falla por aplastamiento es frágil.

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.

Comentario:

La distribución no lineal de esfuerzos y deformaciones alrededor de aberturas provoca concentraciones de esfuerzos que pueden llegar a agrietar al concreto y, consecuentemente, a reducir su capacidad resistente y de rigidez. Para controlar la anchura del agrietamiento, se requiere colocar acero de refuerzo. Comúnmente se coloca en las esquinas de las aberturas a inclinaciones de 45°.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con el inciso 15.3.10.

Comentario:

Las Normas suponen que los muros se comportarán monolíticamente a través de las juntas de colado. Por ello, se pide que antes de colocar el nuevo concreto, las juntas estén libres de polvo o cualquier otro material que pueda producir un plano de agrietamiento y falla que debilite al muro.

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.

Comentario:

Los muros acoplados mediante vigas son un sistema muy eficiente para resistir fuerzas laterales cíclicas, como las inducidas por el sismo. Se pueden usar muros de ductilidad baja si se demuestra que cuando

se desarrolla la resistencia de las vigas de acoplamiento, las deformaciones inelásticas en el muro son nulas o bajas, éstas asociadas al momento de fluencia del muro.

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

$$f_s \leq 252 \text{ MPa y } w \leq 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\left(f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \right)$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.182 \sqrt[4]{f_s w} \tag{7.5.1}$$

$$\left(0.032 \sqrt[4]{f_s w} \right)$$

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 $0.6f_y$) (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:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \tag{7.5.2}$$

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 (1000 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.

Comentario:

En la sección 7.5 se presentan los requisitos para diseñar losas a partir de las acciones internas (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) determinadas en la sección 3.3. Las losas apoyadas en su perímetro no contribuyen de manera importante al comportamiento dúctil de la estructura, por lo que las disposiciones de esta sección son básicamente iguales a las de las secciones 8.5 y 9.5 que corresponden a estructuras de ductilidad media y alta, respectivamente.

7.6 Losas planas

7.6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas 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 (1000 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:

$$1 - \alpha = \frac{I}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (7.6.1)$$

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:

- Determinése 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.
- Determinése 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:

- 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.
- Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.
- 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.
- Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.
- Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de la sección 6.1 que sean aplicables.
- 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.
- 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

$$A_{sm} = \frac{550 w_u l_1 l_2}{f_y} \quad (7.6.2)$$

$$\left(\begin{array}{c} 0.55 w_u l_1 l_2 \\ A_{sm} = \frac{\quad}{f_y} \end{array} \right)$$

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

$$kL (1 - 2c/3L) \quad (7.6.3)$$

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.

$$k = 0.0034 \sqrt[4]{f_s} w \geq 0.020 \quad (7.6.4)$$

$$\left(k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020 \right)$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.0043 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \quad (7.6.5)$$

$$\left(k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \right)$$

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.

Comentario:

A diferencia de las losas apoyadas en su perímetro, las losas planas sí contribuyen directamente a resistir las acciones sísmicas y, por lo tanto, deben ser capaces de funcionar como un marco que se deforma lateralmente, aun en estructuras de ductilidad baja. Por esta razón se incluyen en las Normas numerosas disposiciones sobre la geometría y la colocación del refuerzo en estas losas. Por otra parte, en los sismos de 1985 y 2017 se presentaron varias fallas en este tipo de estructuras, especialmente por su poca rigidez lateral y por el comportamiento deficiente de las uniones entre las columnas y la losa. Como consecuencia de la poca rigidez lateral, también se presentaron daños en muros divisorios y en los contenidos de los edificios. Varias fallas de cortante por penetración, de tipo frágil, fueron detectadas en las uniones. Estas experiencias se reflejaron en la Tabla 4.2.1 de las NTC para Diseño por Sismo en la que se señala que para estructuras a base exclusivamente de losas planas se debe usar un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 1. Para usar valores mayores, deben combinarse las estructuras de losas planas con muros de cortante u otro tipo de elementos estructurales que contribuyan a resistir las acciones sísmicas.

7.7 Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones de vigas o losas con columnas que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2$).

Comentario:

Las estructuras de baja ductilidad se emplean para resistir fuerzas laterales del viento o sismos en el intervalo elástico de comportamiento, o bien exhibiendo deformaciones inelásticas cercanas a la fluencia. Las conexiones de estructuras de ductilidad baja son conexiones resistentes a momento diseñadas para cumplir los requisitos de resistencia de las Normas.

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.

Comentario:

Se requiere que la conexión sea capaz de resistir todas las fuerzas transmitidas por los miembros adyacentes. La resistencia a cortante de la conexión viga-columna o losa-columna depende de que el concreto esté adecuadamente confinado por refuerzo transversal (estribos) en el núcleo y por las vigas o losa que llegan al nudo. En todo caso, se debería colocar refuerzo transversal para asegurar un confinamiento mínimo. En el caso de conexiones exteriores (con un lado libre), se requiere colocar refuerzo transversal para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal de la columna. En el caso de que la estructura se diseñe para disipar energía en el intervalo inelástico de comportamiento, las conexiones se revisarían según la sección 9.7.

Las conexiones excéntricas producen campos de esfuerzos al interior del nudo que causan agrietamientos prematuros, reduciendo la resistencia y rigidez a corte en comparación con nudos sin excentricidad. Se recomienda limitar la excentricidad, medida entre el eje de la viga y el centroide de la columna, a $1/8$ del ancho de la viga. En el caso de conexiones losa-columna, se debería revisar con un modelo de comportamiento que tome en cuenta las excentricidades (ACI 352, 2010).

Cuando las columnas cambian de dimensiones en su sección transversal es frecuente que se doble el refuerzo vertical; este cambio de dirección, cuando las barras están sujetas a tensión por carga axial y/o momento flexionante, produce fuerzas perpendiculares al eje de las barras que tratan de enderezarlas. Este fenómeno se expresa mediante agrietamiento en las columnas. Para resistir las fuerzas, se requiere el diseño de refuerzo horizontal.

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.

Comentario:

El nudo debe ser capaz de transmitir la carga axial que resiste el elemento arriba del nudo, más las fuerzas cortantes que transmiten las vigas y/o losas al nudo. Por ello, se recomienda que la resistencia del concreto de la columna sea, cuando mucho, 1.4 veces la resistencia del concreto del piso. En caso contrario, se recomienda una de las acciones siguientes: a. colocar concreto en el nudo de la misma

resistencia que el de la columna y extenderlo, al menos, 500 mm dentro del sistema de piso (primero se coloca el concreto de mayor resistencia y, estando en estado plástico, se coloca el del sistema de piso, compactándolos para lograr una buena integración); b. colocar dovelas y zunchos en el nudo para incrementar la resistencia del concreto; y c. revisar que pueda transmitir la carga axial suponiendo que el concreto del nudo tiene una resistencia equivalente a 0.75 veces la resistencia del concreto de la columna más 0.35 veces la del sistema de piso. En este caso, la fuerza por resistir no debería exceder 2.5 veces la resistencia del concreto del sistema de piso, ya que para estos valores, la restricción del sistema de piso no es efectivo (ACI 318, 2014).

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 doblé 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 $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblé.

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 (4200 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.

Comentario:

Los requisitos de refuerzo son para minimizar el potencial de agrietamiento debido al flujo plástico restringido, contracción y movimientos por efecto de la temperatura. Conviene incluir las deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales y los efectos del viento y del sismo de modo que las conexiones no experimenten deterioro de la resistencia.

Los requisitos de esta sección están dirigidos a lograr que las conexiones entre elementos prefabricados emulen el comportamiento de las conexiones coladas en sitio cuyos requisitos están incluidos en estas Normas. Para ello, es necesario que los materiales y sus resistencias, la cuantía y detallado y la calidad de la construcción sean similares y consistentes con los empleados en conexiones coladas en sitio.

Si se emplean más de dos métodos de conexión, se requiere confirmar que puedan trabajar juntos.

Se recomienda colocar refuerzo por integridad que responda a una trayectoria de carga lo más directa posible. Este refuerzo sería adicional al requerido por resistencia.

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.

Comentario:

Los diafragmas tienen que ser considerados como parte del sistema sismo resistente de cualquier edificación ya que son los encargados en transmitir las fuerzas inerciales del sistema de piso a los elementos verticales y al sistema resistente completo de cada planta, unen y estabilizan a los elementos verticales, y transmiten esas fuerzas inerciales entre los elementos verticales durante un sismo.

En la sección 2.7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se establecen disposiciones para revisar la rigidez de los diafragmas.

La revisión de la deformación lateral de los diafragmas se basa en que sus desplazamientos no excedan de manera significativa los desplazamientos de los elementos verticales. El principio de sistema rígido plantea básicamente el mantener una rigidez relativa y un diafragma libre de daño que sea capaz de unir a los elementos verticales por lo que los diafragmas se deben diseñar esencialmente para un comportamiento lineal.

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.

Comentario:

En sismos recientes, como los de 2010 y 2011 en Canterbury y 2016 en Kaikoura , en Nueva Zelanda (Henry, 2017), se observaron edificios a base de losas extruidas que sufrieron graves daños debidos al mal comportamiento de estos elementos como diafragmas rígidos, a deficiencias en su apoyo que se tradujeron en una inadecuada capacidad para transmitir el cortante entre los elementos mismos y hacia los elementos verticales, y por la acumulación de esfuerzos cortantes excesivos en aberturas y en plantas irregulares.

Las distintas piezas prefabricadas adyacentes que conforman el sistema de piso junto con el firme, se conectan entre sí, y lo común es hacerlo con barras de acero de refuerzo expuestas en la superficie y ancladas en la pieza o con conectores a base de ángulos anclados en la pieza prefabricada. Estas conexiones se diseñan para la carga cortante horizontal entera suponiendo que el firme se agrieta a lo largo de la junta entre los elementos prefabricados. El firme será reforzado con una malla de acero de refuerzo que se conecta con las vigas portantes y elementos verticales capaces de transmitir las fuerzas resultado del análisis.

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 50 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.

Comentario:

Para que un diafragma sea capaz de transferir las fuerzas en su plano a los elementos verticales se procurará que estén conectados a dichos elementos. Es muy común en la práctica modelar los diafragmas de concreto reforzado como rígidos en un modelo de análisis. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se establecen los requisitos para considerar un diafragma rígido o flexible.

Se recomienda modelar los diafragmas con el Método del Elemento Finito. En el caso en que se modele el diafragma como una viga equivalente, será necesario calibrar en el modelo de análisis la rigidez de los resortes que modelan los elementos de soporte (mismos que representan los elementos verticales).

Otra opción es utilizar el Modelo de Puntales y Tensores del Apéndice B de estas Normas.

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 valorarán 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.

Comentario:

Como se indica en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, los miembros estructurales de la cimentación deberán diseñarse con las acciones internas debidas a sismo, multiplicándolas por 0.65 R, donde R es el factor de sobre-resistencia definido en el inciso 3.5 de las mismas Normas. El propósito de este requisito es propiciar que estos elementos, que normalmente están enterrados, no sufran daño.

7.9.3 Zapatas

7.9.3.1 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata de concreto reforzado será de 150mm. 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.

Comentario:

La revisión por penetración por cortante no sólo se hace en las zapatas que contengan pilas y/o pilotes la revisión incluye la penetración potencial de la columna que transporta las cargas en la interfaz con la zapata.

7.9.4 Contratraves 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 4.1 y 4.2 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/cm²). 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/cm²) o de 550 MPa (5500 kg/cm²) 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/cm²) o 520 MPa (5200 kg/cm²) que cumpla con los requisitos de la norma mexicana NMX-C-407-ONNCCE, siempre y cuando:

- 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/cm²).
- 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/cm²).

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.

$$P_u \leq A_g f_c' / 10 \quad (8.2.1)$$

8.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- 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;
- 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.

Comentario:

El primero de estos requisitos se establece para propiciar que el elemento trabaja principalmente a flexión; si no se cumple, se diseña como una viga de gran peralte o por el Método de Puntales y Tensores que se incluye en el Apéndice B. Los requisitos b) y c) se incluyen para evitar que las vigas experimenten pandeo lateral si la estructura alcanza deformaciones laterales significativas. El requisito d) trata de evitar que las vigas de estructuras diseñadas con ductilidad media tengan anchos muy pequeños que también propician el pandeo lateral. El requisito e) se incluye para garantizar que los marcos de estas estructuras estén contenidos en un plano y puedan de esta manera resistir acciones sísmicas sin que se presenten torsiones en las vigas o en los nudos. Se puede observar que varios de estos requisitos no se establecen para estructuras de ductilidad baja o son menos estrictos.

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 12.7mm 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.

Comentario:

Ya que en estructuras que sufren deformaciones laterales significativas es más probable que ocurran inversiones de momentos flexionantes ante acciones sísmicas, se busca garantizar con los incisos a) y b) que a todo lo largo del elemento se tenga una cuantía mínima de refuerzo positivo y de refuerzo negativo, especialmente en las uniones viga–columna. Los incisos c) y e) limitan los traslapes de barras y la soldadura de las mismas en las zonas que sufren mayores deformaciones, ya que la revisión de estructuras dañadas por sismos indica que en esta regiones ocurren daños con más frecuencia. El comportamiento por adherencia de paquetes de barras es menos satisfactorio que el de barras aisladas y por eso se limitan los paquetes a dos barras en el inciso d).

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).

Comentario:

El concreto confinado con estribos transversales resiste deformaciones mayores que el concreto no confinado, o sea, tiene un comportamiento más dúctil. Por esta razón, los requisitos del refuerzo transversal para vigas de estructuras de ductilidad media están incluidos para proporcionar confinamiento al concreto, mientras que en vigas de estructuras de ductilidad baja se limitan a proporcionar resistencia suficiente a la tensión diagonal.

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 $1.25f_y$. 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 \square de la figura 8.2.1 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.

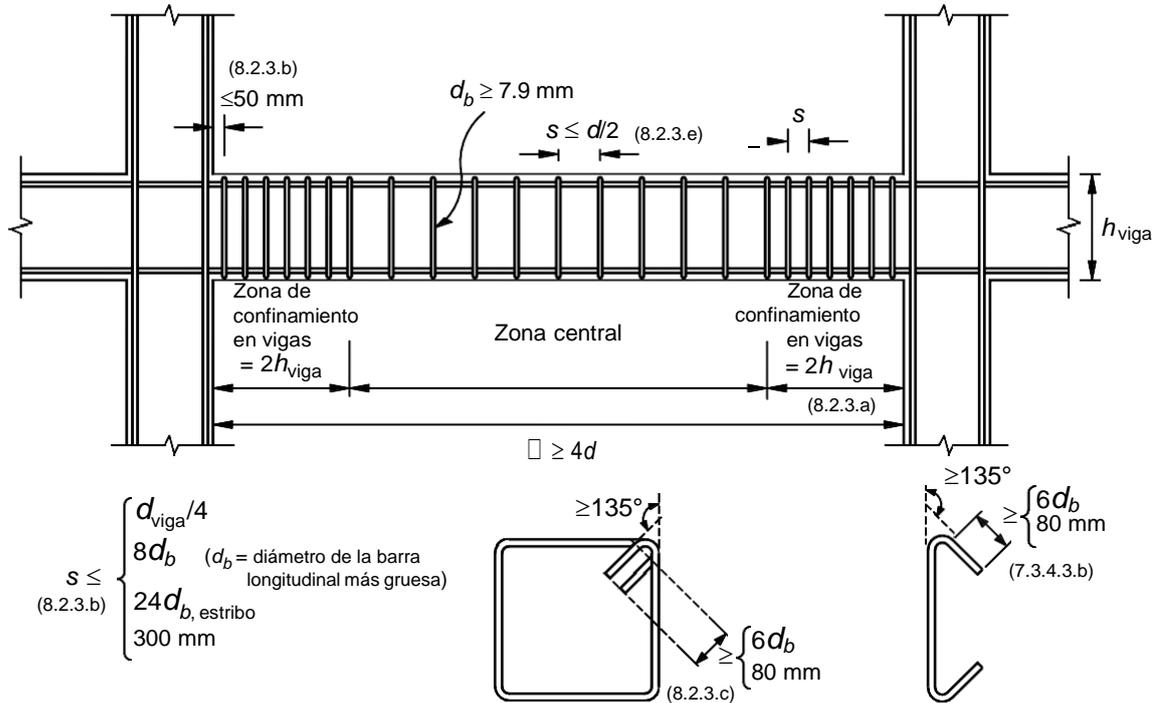


Figura 8.2.1 Detallado de elementos a flexión de ductilidad media

Comentario:

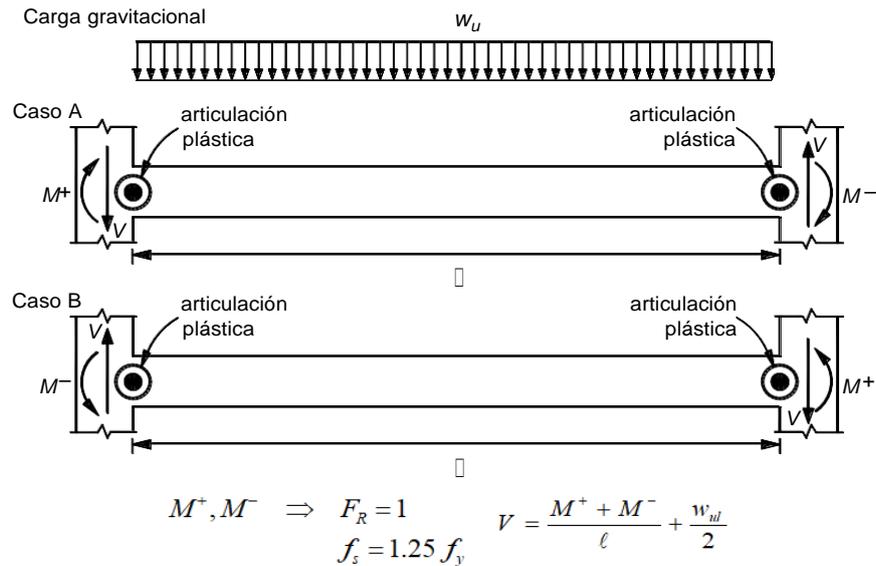
Para calcular la fuerza cortante de diseño en vigas de estructuras de ductilidad media se emplea el concepto de diseño por capacidad. Aplicado a este caso, el diseño debe hacerse de tal manera que pueda desarrollarse la máxima resistencia a flexión de una viga antes de que ocurra una falla por tensión diagonal. Esto implica que las fuerzas cortantes de diseño V de la figura 8.2.2 deben calcularse, como se indica en la figura, suponiendo que en los extremos de la viga actúan momentos flexionantes M iguales a la resistencia a flexión de la viga y que en el claro de la viga actúa la carga gravitacional w_u . Bajo acciones sísmicas, los momentos flexionantes en los extremos de la viga son de signo contrario, por lo que los momentos que transmiten las columnas a la viga son del mismo signo, como se indica en la figura. Por lo tanto, la fuerza cortante en cada extremo resulta igual a la suma de los momentos dividida entre el claro, l , más la mitad de la carga gravitacional. Con estas fuerzas cortantes deben diseñarse las vigas, independientemente de las fuerzas cortantes obtenidas en el análisis de la estructura. Sólo así puede garantizarse que se alcance la resistencia a flexión antes que la resistencia a fuerza cortante. Como se trata de alcanzar el máximo valor de los momentos M , éstos deben calcularse sin aplicar el factor de resistencia, o sea, con $F_R = 1$, y considerando que el acero puede alcanzar un esfuerzo superior al de fluencia si incursiona en la zona de endurecimiento por deformación. Por esto último, se especifica calcular los momentos con un esfuerzo 25 % mayor que el de fluencia.

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.



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 aquella 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

Comentario:

Esta disposición se aplica cuando la mayor parte de la fuerza cortante de diseño está provocada por acciones sísmicas. Para evitar en lo posible fallas por fuerza cortante, indeseables por muchas razones en zonas sísmicas, se estipula no considerar la contribución del concreto a la resistencia a fuerza cortante y suponer que el acero transversal resiste toda la fuerza.

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

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \tag{8.3.1}$$

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. La resistencia a flexión de las columnas se calculará con un esfuerzo en el acero de $1.25 f_y$. 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.

Comentario:

Las disposiciones de esta sección se establecen para que los diseños estructurales cumplan con el criterio conocido como “columna fuerte-viga débil”, que implica que en caso de falla de una estructura, primero se alcance la resistencia a flexión de las vigas y después la de las columnas. La falla de una o más columnas puede producir una inestabilidad del conjunto y un colapso total, mientras que si fallan una o pocas vigas puede limitarse la propagación rápida de daños graves. Para estructuras de ductilidad baja se establece únicamente que la suma de las resistencias de las columnas que llegan a un nudo sea mayor que la de las vigas que llegan también a ese nudo (ver inciso 7.3.2) mientras que para estructuras de ductilidad media se establece un valor 20% mayor. En los diagramas de interacción de columnas puede verse que para valores del momento flexionante comprendidos entre flexión pura y falla balanceada, se pueden determinar dos valores de la carga axial para un mismo valor del momento flexionante, uno para la zona de fallas de tensión y otro para la zona de fallas de compresión. La definición de M_c indica que se use el valor menor. Por las mismas razones expuestas en el comentario al inciso 8.2.4.2, al calcular las resistencias deben usarse factores de resistencia iguales a 1.0.

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.

Comentario:

Esta disposición es equivalente a la del inciso 8.2.4.2 para vigas, pero como las columnas no tienen normalmente cargas transversales a su eje longitudinal, la fuerza cortante es únicamente la suma de los momentos en los extremos dividida entre el claro, que para este caso es la altura de la columna. Desde luego que si una columna tuviese cargas transversales, se tomarían en cuenta como en el caso de vigas. En la última parte de esta sección se presenta un método alternativo simplificado propuesto por Loera (1994) que consiste en usar las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural y calcular las resistencias a fuerza cortante de las columnas con un factor de resistencia de 0.5. Las resistencias así obtenidas deberán ser mayores que las del análisis.

8.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{cR} , si se satisface simultáneamente que:

- La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$; y que
- 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).

Comentario:

El incremento en el diámetro mínimo respecto a estructuras de ductilidad baja es para lograr un mejor confinamiento del concreto y por lo tanto una mayor capacidad de deformación.

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.

Comentario:

Esta sección se aplica a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de carga axial y de momentos y fuerzas cortantes, ambos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que los muros de ductilidad media exhiban, para las fuerzas de diseño, agrietamiento y deformaciones inelásticas, posteriores a la fluencia, de magnitud moderada.

Las Normas suponen que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidos en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación.

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 este inciso se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c'A_g$, 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 180 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 los muros diseñados de acuerdo con este inciso se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en los extremos con los procedimientos del inciso 8.4.2.4.

Comentario:

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad media, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3f_c'A_g$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Puesto que los muros de ductilidad media estarán sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas moderadas, se requiere revisar la necesidad de usar elementos de refuerzo en los extremos.

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 inciso 8.4.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L_m .

Comentario:

La resistencia a flexión y flexocompresión de un muro o segmento de muro se determina según las hipótesis aplicables a columnas. La resistencia depende de la carga axial y de las fuerzas laterales. Aplicando un análisis de compatibilidad de deformaciones, se debería incluir el refuerzo en los extremos, patines y alma. La cimentación debe diseñarse para que resista las fuerzas en los extremos y en el alma. En el caso de muros con aberturas, conviene verificar que se pueda desarrollar un flujo de fuerzas alrededor de ellas. Se pueden emplear métodos como el de puntales y tensores para el diseño de muros con aberturas (ver Apéndice B de estas Normas).

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.

Comentario:

El propósito de los elementos de refuerzo en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de refuerzo en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos están reforzados con barras transversales en forma de estribos y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. El pandeo del refuerzo se presenta una vez que el refuerzo fluye debido a la disminución de su módulo de elasticidad. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

Se incluyen dos criterios de diseño para definir los requisitos de detallado en elementos de refuerzo en los extremos de muros. El inciso 8.4.2.4.a se basa en usar el diseño basado en desplazamiento, en el cual los detalles se determinan a partir de los desplazamientos laterales esperados en el muro. El inciso 8.4.2.4.b es un enfoque conservador para determinar el refuerzo transversal en elementos de refuerzo en los extremos (ACI 318, 2014).

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:

$$c \geq \frac{L_m}{600 (1.5QR\Delta / H_m)} \quad (8.4.1)$$

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.

Comentario:

La ecuación 8.4.1 se derivó para un muro de concreto continuo (sin aberturas y sin cambios de sección transversal) que experimenta una articulación plástica en la base. Se supuso que el desplazamiento lateral en la punta del muro es resultado de multiplicar la rotación plástica en la base por la altura del muro. De este modo, la capacidad de desplazamiento del muro depende de la capacidad de rotación plástica en la base. Ésta, a su vez, depende que la sección del muro en la base sea capaz de resistir las demandas de deformaciones de tensión y compresión. La capacidad de resistir las demandas a compresión se mejora de manera significativa si el extremo del muro está adecuadamente confinado y reforzado. Para la determinación de la profundidad del eje neutro y, con ello, de la profundidad del elemento de refuerzo, se usa el momento resistente del muro, sin reducción, cuando se aplica el desplazamiento en el intervalo inelástico. En la obtención de estos requisitos se supone que el muro es desplazado 1.5 veces el diseño de desplazamiento (que es el factor en el denominador de la ecuación). El límite inferior de 0.005 requiere elementos de refuerzo si la deformación a tensión en el refuerzo longitudinal en el extremo no alcanza dos veces el límite de secciones de vigas controladas a tensión (ver Apéndice A). Este refuerzo proporciona una moderada capacidad de deformación a edificios rígidos.

La profundidad del eje neutro c de la ecuación 8.4.1 se determina a partir de las hipótesis de flexión y corresponde a la resistencia nominal a la flexión del muro cuando se desplaza $QR\Delta$. La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de carga que produce el desplazamiento $QR\Delta$.

La altura del elemento de refuerzo se basa en la estimación de la longitud de la articulación plástica y se extiende más allá de la zona donde se espera fluencia del refuerzo a tensión y aplastamiento del concreto.

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.

Comentario:

En este método optativo se considera que el muro está sujeto a cargas gravitacionales y al momento y cortante máximos inducidos por el sismo, en una dirección dada. Bajo esta condición de carga, en su sección crítica, el elemento de refuerzo en la orilla resiste la carga gravitacional que le corresponda más la resultante de compresión asociada a la flexión. En este criterio se reconoce que, dado que el muro puede estar sujeto a esta condición de carga en repetidas ocasiones durante un sismo, es necesario que el concreto se confine cuando el esfuerzo excede $0.2f_c'$. Este esfuerzo se calcula a partir de cargas últimas, es decir, con el factor de carga incluido, así como suponiendo una distribución lineal de deformaciones de la sección bruta del muro. El valor de $0.2f_c'$ se considera como un índice para fines de diseño; no necesariamente se asocia al estado de esfuerzos que ocurre en la sección crítica ante la acción de los sismos.

c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 8.4.2.4.a y 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:
 - 8 veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete;
 - 24 diámetros de la barra del estribo;
 - La tercera parte de la menor dimensión del elemento de borde
 - 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, que no deberá ser menor que barras #3, 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.

Comentario:

La dimensión horizontal del elemento de refuerzo del muro se extiende hasta donde el esfuerzo en el concreto excede el valor crítico. Para muros con patines, ya sea en forma de letra L, letra C o cajón, en el cálculo sobre la necesidad de colocar un elemento de refuerzo, se considera la carga resultante de la combinación de acciones en direcciones ortogonales. El valor de $c/2$ en 8.4.2.4.c(1) representa una longitud mínima del elemento de refuerzo. Es recomendable que el refuerzo longitudinal en el elemento de refuerzo esté adecuadamente restringido y confinado por el refuerzo transversal del elemento de refuerzo.

Se ha incluido un valor mínimo del ancho del elemento de refuerzo con objeto de evitar las fallas por inestabilidad lateral que han sido observadas en elementos de refuerzo angostos. Cuando se tienen muros con recubrimientos grandes, se recomienda considerar elementos de refuerzo más anchos, ya que el desprendimiento y caída del recubrimiento pueden conducir a una sección más angosta y más vulnerable a fallas por inestabilidad lateral (ACI 318, 2014).

El valor de $c/L_m \geq 3/8$ aplica para definir la sección crítica cuando la sección no es controlada por tensión, según el Apéndice A. El espesor mínimo del muro de 300 mm es para reducir la posibilidad de inestabilidad lateral de la zona de compresión cuando se ha desprendido el recubrimiento.

Cuando los patines de los muros están sujetos a esfuerzos elevados de compresión, es factible que la interfaz del alma y el patín también esté sometida a altos esfuerzos que puedan provocar aplastamiento local a menos que el acero de refuerzo del elemento de refuerzo se extienda dentro del alma.

El refuerzo transversal de los elementos de refuerzo se determina según los requisitos para columnas. Los objetivos del refuerzo transversal son confinar el concreto del elemento y restringir el pandeo del refuerzo vertical.

El refuerzo horizontal en un muro estructural o de cortante, con baja relación cortante a momento, resiste el cortante mediante acción de armadura, de modo que las barras horizontales funcionan como los estribos en una viga. Por tanto, las barras de refuerzo horizontal que resisten el cortante se deben terminar dentro del núcleo confinado de elemento de refuerzo y extenderse lo más posible hacia el extremo del muro de modo que puedan desarrollar su esfuerzo de fluencia. Se recomienda que la distancia entre el extremo de la barra horizontal (o la cara externa del doblez a 90 grados) y el extremo del muro sea de 150 mm como máximo.

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 8.4.2.4.c 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

$$0.083A_{cm} \sqrt{f_c'} \quad ; \quad \text{en mm}^2 \text{ y MPA}$$

$$(0.26A_{cm} \sqrt{f_c'} \quad ; \quad \text{en cm}^2 \text{ y kg/cm}^2)$$

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.

Comentario:

Cargas cíclicas reversibles pueden causar el pandeo del refuerzo longitudinal cerca de las orillas de los muros, aun en casos en que las demandas no justifique la construcción de elementos de refuerzo en los muros. Para muros con cuantías moderadas de refuerzo longitudinal en las orillas, se requiere la colocación de estribos para impedir su pandeo. La cuantía de refuerzo longitudinal incluye solamente el refuerzo en la orilla del muro. Se permite una mayor separación de los estribos, en comparación con 8.4.2.4.c.(4) ya que el muro está sujeto a menores demandas de deformación. Los requisitos establecidos aplican en toda la altura del muro.

Se permite el uso de barras con dobleces o de estribos en forma del letra U, con la longitud de las extensiones especificada, para resistir la fuerza cortante en el muro. Este refuerzo también contribuye a impedir el pandeo del refuerzo vertical. Si la fuerza cortante es muy pequeña, no es necesario desarrollar la fluencia de las barras horizontales (ACI 318, 2014).

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).

$$V_{cR} = 0.27F_R \sqrt{f_c'} t L \quad (8.4.2)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c'} t L \right)$$

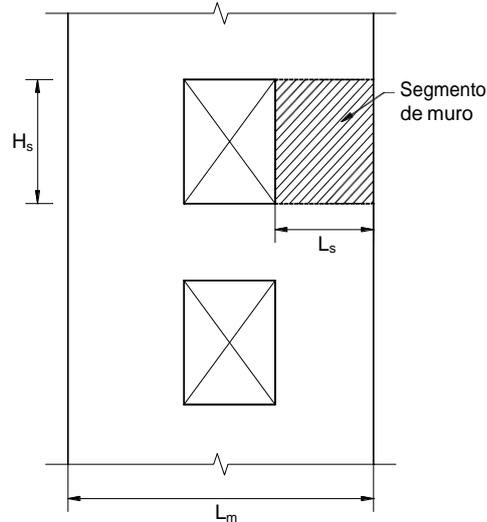


Figura 8.4.1 Segmento de muro

- 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 $0.8L_m$ o $0.8L_s$, según el caso. 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.

Comentario:

La resistencia a cortante se presenta en términos del área neta del muro que resiste el cortante. Un segmento vertical se define como la parte del muro que está limitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde.

La fuerza cortante que toma el concreto depende de la magnitud de la flexión. Como en el caso de vigas de concreto, a mayor flexión, menor será la fuerza cortante resistente del concreto. En muros, la relación H_m/L o H_s/L indica si el comportamiento estará controlado por flexión o por cortante, según la importancia relativa de las deformaciones producidas por estos elementos mecánicos.

Los requisitos se establecen para evitar que un segmento sea más resistente, por unidad de longitud, que el muro del que forma parte.

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

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (8.4.3)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con:

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (p_m - 0.0025) \quad (8.4.4)$$

donde:

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t} ; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t} ;$$

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.

Comentario:

La contribución a la resistencia del acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante se suma a la contribución del concreto. La cuantía mínima de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante en muros esbeltos será menor que la cuantía en muros robustos, ya que en los segundos es necesario para equilibrar el componente perpendicular a la fuerza cortante del puntal de compresión que se desarrolla en el muro para resistir la fuerza lateral. La ecuación 8.4.4 toma en cuenta este fenómeno (Barda, Hanson, Corley, 1977).

El refuerzo mínimo se coloca para controlar la anchura de las grietas inclinadas. El refuerzo incluido en p_m y en p_n debe ser distribuido a en la longitud y altura del muro. El refuerzo que se concentre cerca de los bordes para resistir la flexión no se toma en cuenta para determinar estas cuantías.

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.

Comentario:

En las Normas, se especifica que los muros se refuercen con dos capas de barras de acero, de modo de promover un comportamiento más estable ante cargas laterales reversibles. En el caso de muros esbeltos, la colocación del refuerzo vertical en dos capas ayuda a mejorar la estabilidad lateral de la zona a compresión del muro bajo cargas cíclicas una que el refuerzo vertical ha fluido a tensión.

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que:

$$0.63 F_R A_{cm} \sqrt{f'_c} \left(\left| 2 F_R A_{cm} \sqrt{f'_c} \right| \right)$$

Comentario:

El principal mecanismo resistente a carga lateral de muros de concreto es mediante la formación de puntales de concreto, equilibrados por el refuerzo del muro trabajando a tensión. Uno de los modos de

falla de este mecanismo es el aplastamiento del puntal de compresión. Para evitar que este modo se alcance, se limita la fuerza cortante de diseño. Este límite se establece porque el modo de falla por aplastamiento es frágil.

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.

Comentario:

Las Normas suponen que los muros se comportarán monóticamente a través de las juntas de colado. Por ello, se pide que antes de colocar el nuevo concreto, las juntas estén libres de polvo o cualquier otro material que pueda producir un plano de agrietamiento y falla que debilite al muro.

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.

Comentario:

Los muros acoplados mediante vigas son un sistema muy eficiente para resistir fuerzas laterales cíclicas, como las inducidas por el sismo. Se pueden usar muros de ductilidad media si se demuestra que cuando se desarrolla la resistencia de las vigas de acoplamiento, las deformaciones inelásticas debidas a la flexión en el muro son moderadas.

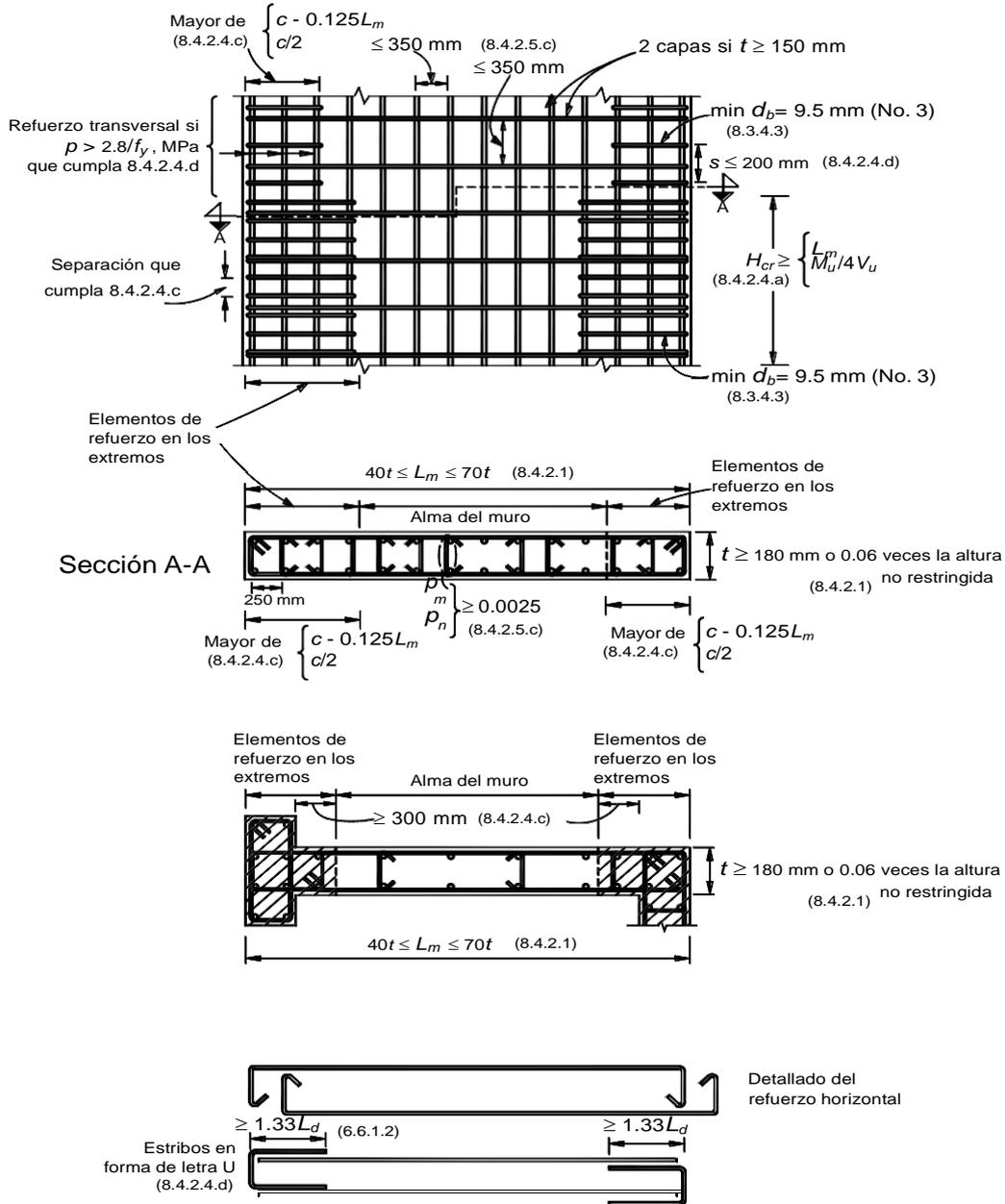


Figura 8.4.2 Detallado de muros

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

$$P_u \leq 0.5V_{cR} \quad (8.6.1)$$

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

$$V_{cR} = v_{cR} b_o d \quad (8.6.2)$$

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.

Comentario:

Los comentarios a la sección 7.6 son aplicables a esta sección. Las conexiones entre columnas y losas han tenido un comportamiento insatisfactorio en los sismos de septiembre de 1985 y 2017, especialmente un cortante por penetración y fallas de la unión. El requisito de la ecuación 8.6.1 se ha incluido para evitar cargas axiales elevadas que propician fallas en cortante por penetración.

8.7 Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones monolíticas de vigas y columnas que forman parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

Comentario:

Las estructuras de ductilidad media se emplean para resistir fuerzas laterales exhibiendo deformaciones inelásticas moderadas. Las conexiones de estructuras de ductilidad media son conexiones resistentes a momento diseñadas para cumplir los requisitos de resistencia de las Normas. Los requisitos son similares a los de las conexiones de baja ductilidad.

8.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 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 este inciso 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 4.2.1 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.

$$P_u \leq A_g f_c' / 10 \quad (9.2.1)$$

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.

Comentario:

Estos requisitos son semejantes a los correspondientes al inciso 8.2.1, aunque el requisito b) es más estricto.

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 12.7mm 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.

Comentario:

En el inciso a) no se establece la relación máxima de acero de tensión en función de la relación balanceada, como en estructuras de ductilidades baja y media, sino como un valor absoluto de 0.025. Esto se debe a que, en general, en vigas que sufren deformaciones muy grandes como las empleadas en estructuras de alta ductilidad, las hipótesis usuales de flexión (secciones planas, adherencia perfecta entre concreto y barras, deformación última del concreto de 0.003 y comportamiento elastoplástico del acero) no son estrictamente aplicables y el concepto de sección balanceada, que se basa en esas hipótesis, tampoco lo es. El límite de 0.025 trata de evitar congestionamientos excesivos del acero de refuerzo. De cualquier manera, el diseñador estructural debe asegurarse de que los elementos a flexión tengan un comportamiento dúctil. Los comentarios sobre traslapes y soldaduras del inciso 8.2.2 son aplicables a este inciso.

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

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (9.3.1)$$

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. La resistencia a flexión de las columnas se calculará con un esfuerzo en el acero de $1.25 f_y$. 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.

Comentario:

Los comentarios al inciso 8.3.2 aplican a este inciso.

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 usen 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 este inciso.

Comentario:

Se reduce la cuantía máxima de acero longitudinal de 0.06 A_g a 0.04 A_g respecto a columnas de estructuras de ductilidad baja o media.

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.

Comentario:

Esta disposición es equivalente a la del inciso 8.2.4.2 para vigas, pero como las columnas no tienen normalmente cargas transversales a su eje longitudinal, la fuerza cortante es únicamente la suma de los momentos en los extremos dividida entre el claro, que para este caso es la altura de la columna. Desde luego que si una columna tuviese cargas transversales, se tomarían en cuenta como en el caso de vigas. En la última parte de este inciso se presenta un método alternativo simplificado propuesto por Loera (1994) que consiste en usar las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural y calcular las resistencias a fuerza cortante de las columnas con un factor de resistencia de 0.5. Las resistencias así obtenidas deberán ser mayores que las del análisis.

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.

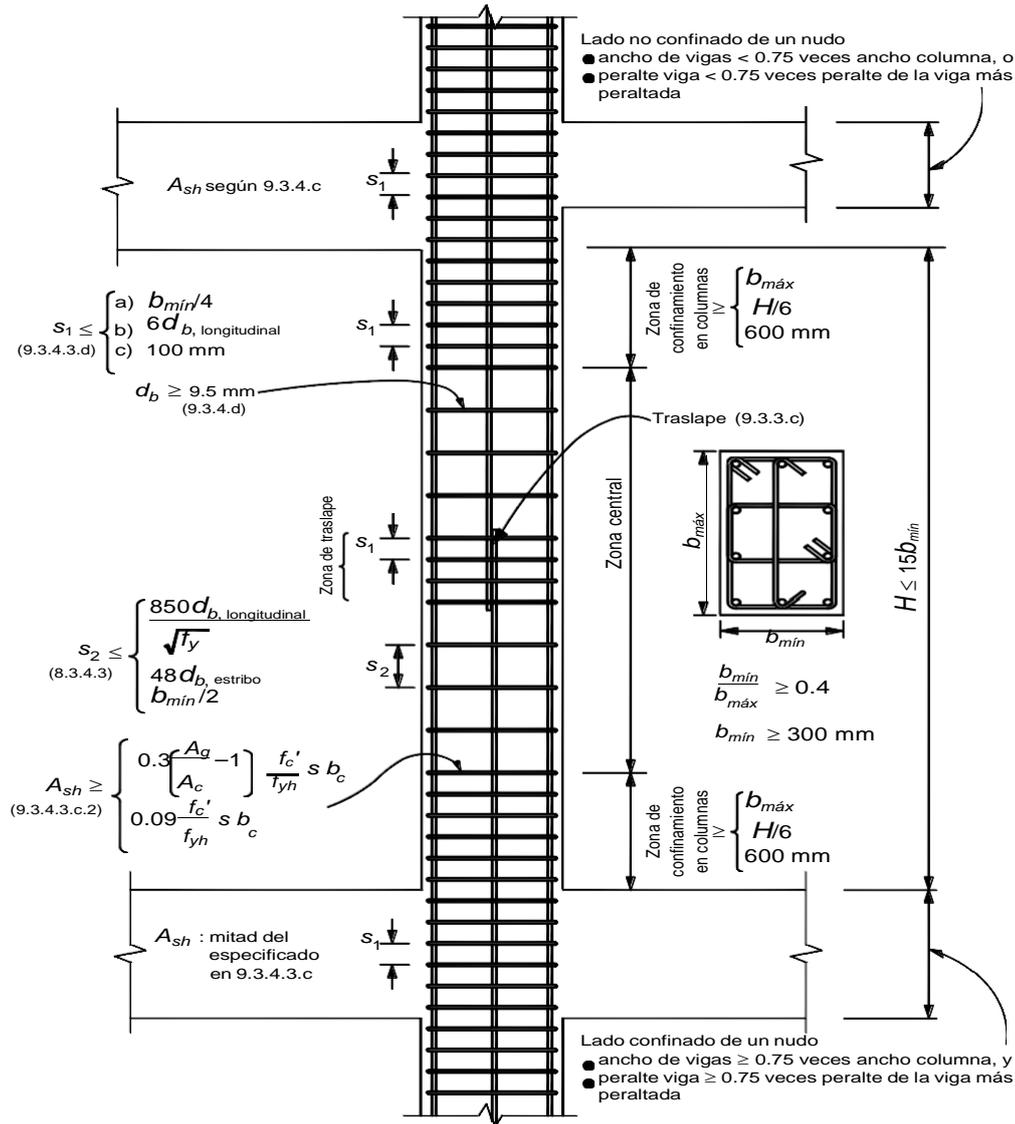


Figura 9.3.1 Detallado de elementos a flexocompresión marcos de ductilidad alta

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

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (9.3.2)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (9.3.3)$$

donde s es la separación de los estribos, 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 doblé 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 inciso 7.3.4.

En los nudos se cumplirá con los requisitos de la sección 9.7.

Comentario:

Los requisitos para refuerzo transversal de columnas que forman parte de estructuras de ductilidad alta son más estrictos que los correspondientes a columnas de estructuras de ductilidad media o baja por la razón, ya comentada en otras secciones, de que las estructuras de alta ductilidad deben alcanzar deformaciones mayores que las de ductilidades media o baja. La figura 9.3.1 resume los requisitos para columnas de estructuras de alta ductilidad, los cuales son semejantes a los que se exigían en ediciones anteriores de las Normas para columnas de marcos dúctiles.

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 el inciso 7.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

Comentario:

Se espera que los muros de ductilidad alta, para las fuerzas de diseño, exhiban agrietamiento y deformaciones inelásticas significativas.

Las Normas suponen que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidos en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los

muros en la altura del edificio se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación.

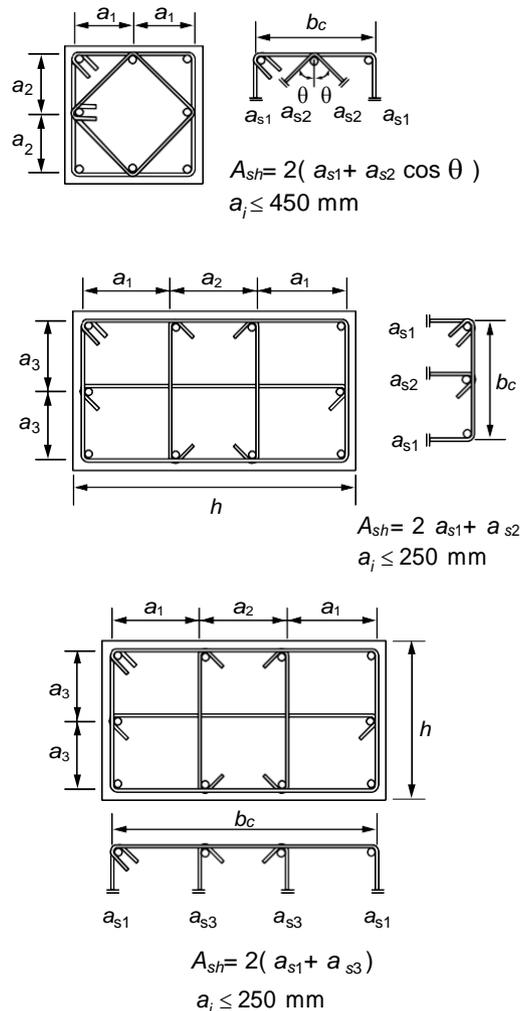


Figura 9.3.2 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

9.4.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse con las especificaciones del inciso 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 $0.3f_c' A_g$, 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 las secciones 9.4.1 y 5.2. El espesor de estos muros no será menor de 250 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 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 9.4.2.4.

Comentario:

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad alta, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3f_c'A_g$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Puesto que los muros de ductilidad alta estarán sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas significativas, se requiere revisar la necesidad de usar elementos de refuerzo en los extremos de conformidad con el inciso 9.4.2.4.

9.4.2.2 Momentos flexionantes de diseño

Se aplicará lo establecido en el inciso 7.4.2.2.

9.4.2.3 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 extremos a que se refiere el inciso 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.

Comentario:

El propósito de los elementos de refuerzo en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de refuerzo en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos están reforzados con barras transversales en forma de estribos y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. El pandeo del refuerzo se presenta una vez que el refuerzo fluye debido a la disminución de su módulo de elasticidad. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

9.4.2.4.a Se aplicará lo establecido en el inciso 8.4.2.4.a.

9.4.2.4.b Se aplicará lo establecido en el inciso 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;

Comentario:

Puesto que se espera que los muros de ductilidad alta estén sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas significativas, se especifica que, en toda su longitud, cuenten con refuerzo transversal para confinar el concreto y restringir el refuerzo vertical del elemento extremo.

5) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal o de la barra más delgada del paquete;
- la cuarta parte del espesor del muro;
- 100 mm;

Comentario:

La separación del refuerzo transversal en elementos extremos de muros de ductilidad alta es menor que la correspondiente para muros de ductilidad media ya que las deformaciones inelásticas anticipadas, mediante ciclos de compresión y tensión cíclicas, serán de mayor magnitud.

6) El refuerzo transversal del elemento, que no deberá ser menor que barras #3, 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.

Comentario:

Puesto que en esta zona el muro estará sujeto a fuerzas cortantes elevadas se especifica que el refuerzo horizontal esté anclado en los extremos para que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia.

Las Normas especifican que las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos sean capaces de resistir la resistencia especificada de las barras unidas.

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 el inciso 8.4.2.5.

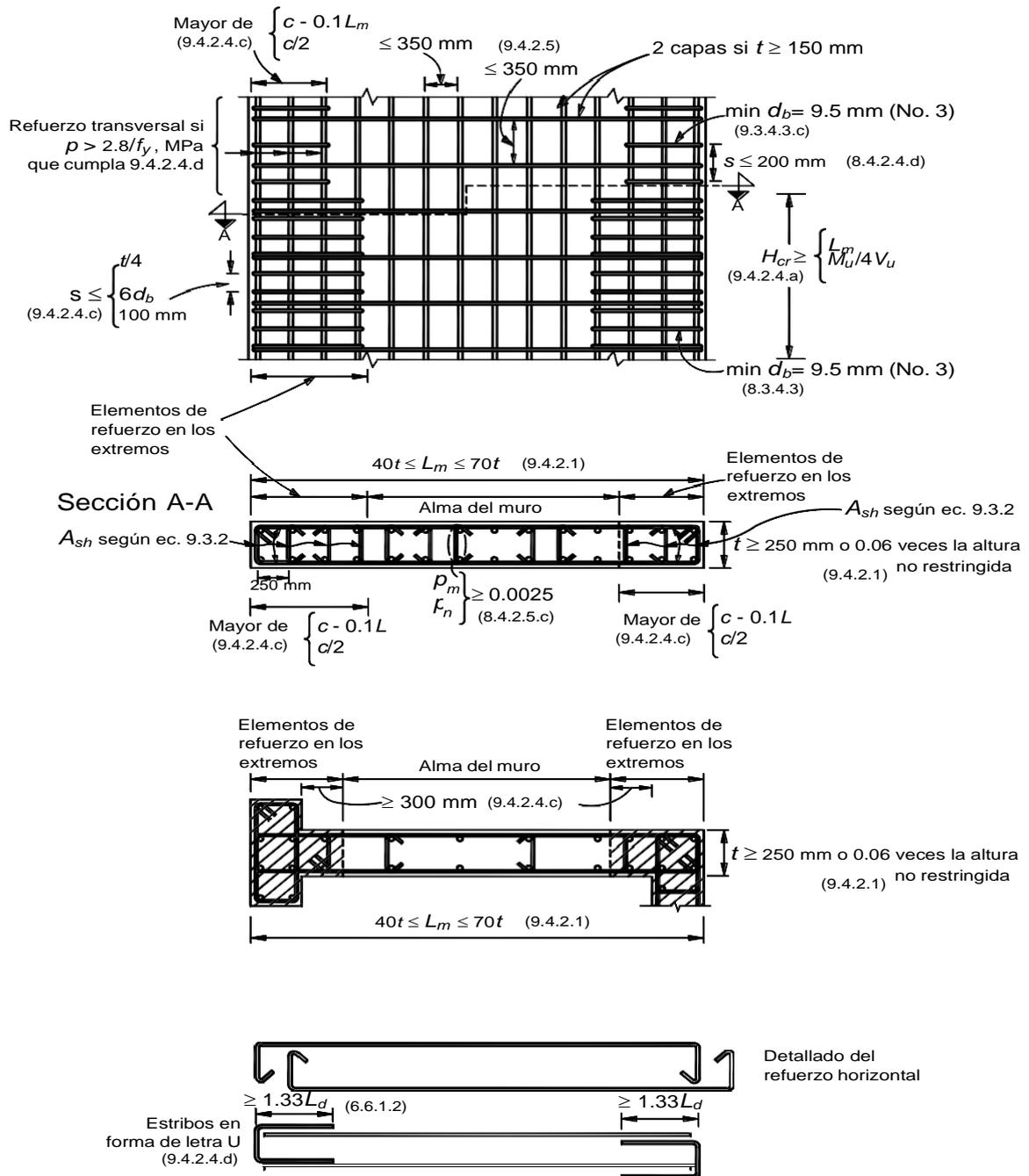


Figura 9.4.1 Detallado de muros

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.

Comentario:

Las estructuras a base únicamente de losas planas han tenido un comportamiento insatisfactorio en los sismos de septiembre de 1985 y de 2017, especialmente en las conexiones entre columnas y losas. Por esta razón no se permite su utilización en estructuras de alta ductilidad.

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.

Comentario:

En estas conexiones, se prevé que los miembros que unen disipan energía mediante ciclos de deformación reversible en el intervalo inelástico. Este es el caso de marcos resistentes a momento diseñados para alta ductilidad.

En muchos diseños, las dimensiones de las columnas son definidas a partir de los requisitos de diseño de la conexión.

Los requisitos se establecen para promover un adecuado desempeño estructural bajo todas las condiciones de carga y para evitar congestamiento de refuerzo en la conexión.

Los requisitos para condiciones de servicios son aplicables a los miembros que llegan a la conexión.

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 está 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.

Comentario:

Se requiere que la conexión sea capaz de resistir todas las fuerzas transmitidas por los miembros adyacentes, usando las combinaciones que producen la distribución de fuerzas más desfavorable en el nudo. En ellas, se recomienda incluir el efecto de cualquier excentricidad de los miembros con respecto a la conexión. Se debiera incluir las fuerzas que sean resultado de efectos dependientes del tiempo y de la temperatura.

Los requisitos de diseño de las conexiones dependen de las deformaciones de vigas y columnas para las condiciones de diseño. Se especifica que las fuerzas de los miembros adyacentes sean determinadas a partir de las resistencias probables a flexión.

Las recomendaciones de diseño se basan en suponer que las secciones críticas corresponden con las caras del nudo hacia columnas y vigas, excepto para el anclaje de barras.

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de este tipo de conexiones (ACI 352, 2010). La cantidad del refuerzo de la losa que participa como refuerzo efectivo adicional al de la viga, cuando los patines están sujetos a tensión (en el caso de momentos negativos), es una función de varios parámetros, como la distorsión impuesta, la historia de cargas, la rigidez de la viga transversal, las condiciones de borde, la relación de aspecto del tablero de la losa y la distribución del refuerzo. En ensayos de laboratorio se ha evidenciado que ante distorsiones grandes, el refuerzo en toda la losa puede considerarse como refuerzo a tensión de la viga.

Los requisitos aquí incluidos se basan en pruebas de modelos sometidos a distorsiones laterales del orden del 2% de la altura de entrepiso.

La resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión debiera estar basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo definido.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

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.

Comentario:

Las limitaciones en tamaño y separación del refuerzo transversal horizontal tienen la intención de crear una rejilla de acero que pueda confinar el núcleo del nudo. Las grapas son necesarias para mantener la rigidez de los lados de la rejilla.

Se ha demostrado experimentalmente que se pueden usar menores cuantías de refuerzo transversal horizontal en el nudo si las dimensiones transversales de los miembros que llegan a la conexión son adecuadas (ACI 352, 2010).

El refuerzo transversal horizontal debe ser hecho de estribos cerrados y grapas con dobleces de al menos 135 grados.

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 del inciso 6.1.2.1, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (figura 9.7.1).

Comentario:

Ensayes en juntas de esquina han evidenciado que el uso de refuerzo transversal vertical mejora el confinamiento del concreto del nudo, lo que retrasa el deterioro de la resistencia a cortante cuando se somete a grandes deformaciones (ACI 352, 2010). El detallado sugerido también mejora la adherencia del refuerzo longitudinal en el lecho superior de las vigas y promueve un comportamiento más estable de la rigidez del nudo. Se encontró también que extender los estribos abiertos en forma del letra U invertida dentro de la columna inferior no mejora el comportamiento, pero sí incrementa la congestión de refuerzo.

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.

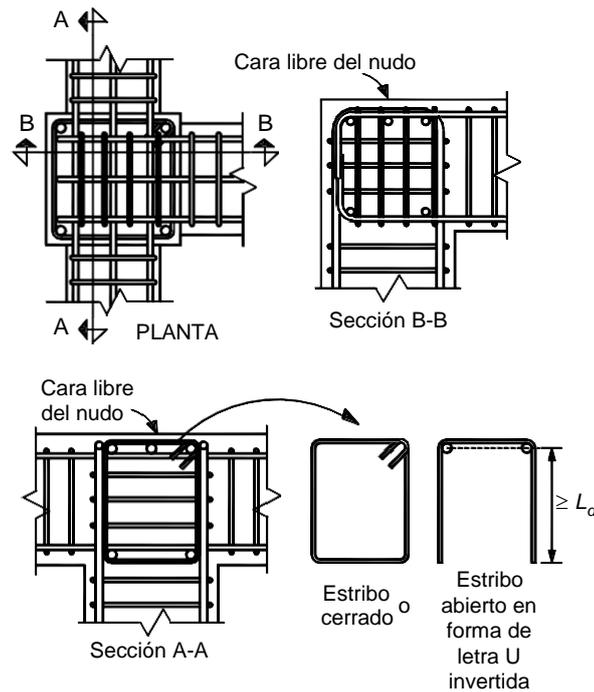


Figura 9.7.1 Refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna

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

$$1.7F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ en mm y MPa} \quad (9.7.1)$$

$$\left(\begin{array}{l} 5.5F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ en cm y kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.3F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ en mm y MPa} \quad (9.7.2)$$

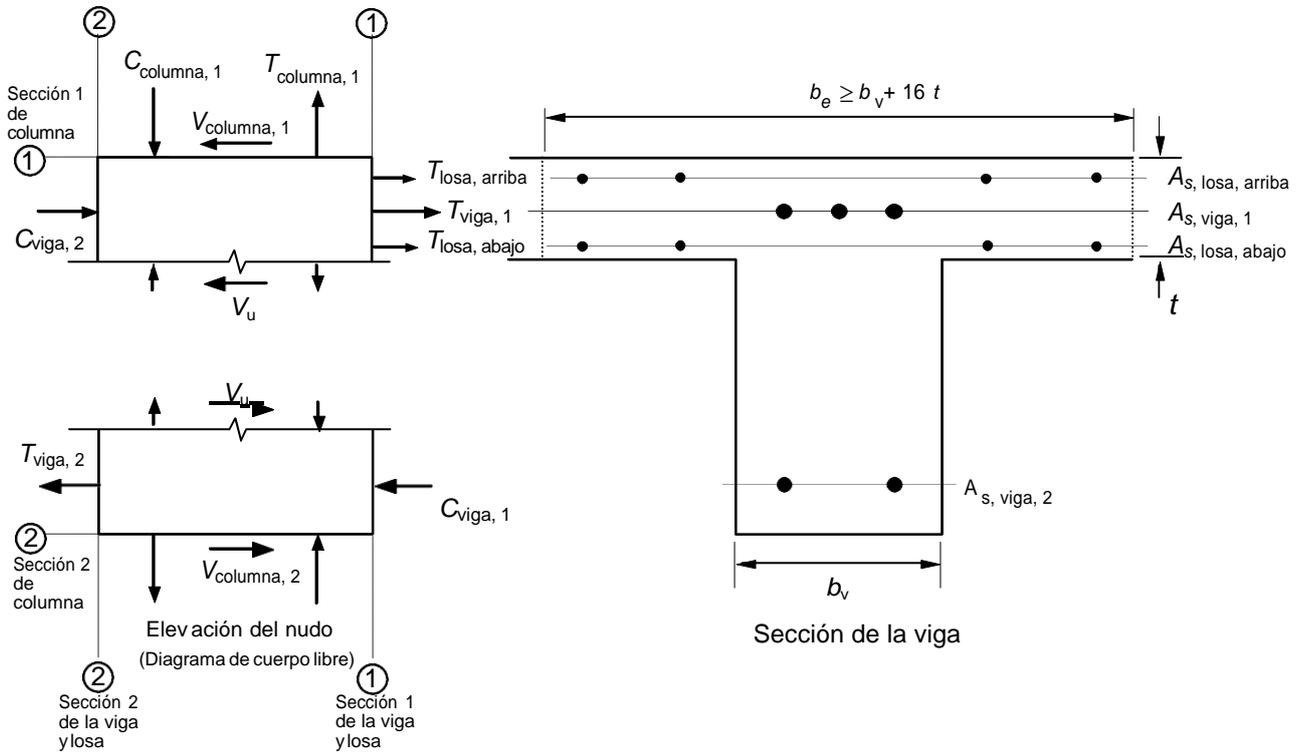
$$\left(\begin{array}{l} 4.5F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ en cm y kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

c) Otros casos

$$1.0F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ si se usan mm y MPa} \quad (9.7.3)$$

$$\left(\begin{array}{l} 3.5F_R\sqrt{f'_c b_e} h; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

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

$$T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} = 1.25 f_y (A_{s, viga, 1} + A_{s, losa, arriba} + A_{s, losa, abajo})$$

$$C_{viga,2} = T_{viga,2} = 1.25 A_{s, viga, 2} f_y$$

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 el inciso 7.7.1, se usará el menor valor en las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3.

Comentario:

Las Normas piden diseñar las conexiones para resistir cortante en las dos direcciones perpendiculares; sólo se puede usar una de las ecuaciones de 9.7.1 a 9.7.3 para revisar la resistencia a cortante.

Se pide evaluar la resistencia a cortante del nudo en cada dirección, de manera independiente. El procedimiento de diseño supone un diagrama de interacción elíptico para carga biaxial. Los semidiámetros de la elipse corresponden a la resistencia a cortante unidireccional. Estudios experimentales han demostrado que la relación bidireccional supuesta resulta en estimaciones conservadoras de las resistencias medidas bidireccionales (ACI 352, 2010).

El criterio de diseño implícito en las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3 es que durante las fuerzas inducidas por los sismos, el nudo puede resistir las fuerzas cortantes especificadas si el concreto dentro del nudo está confinado adecuadamente.

Este confinamiento se logra mediante la combinación de refuerzo transversal y miembros que confinan al nudo. Las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3 suponen que ocurrirá amplio agrietamiento inclinado en el nudo. Ensayes de laboratorio han mostrado que el agrietamiento inclinado inicial en nudos bien confinados ocurre a niveles de esfuerzo cortante en el nudo de 0.66 a $0.83 \sqrt{f_c}$, en MPa. Cuando se alcanza la resistencia nominal de las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3, las grietas son muy anchas y se aprecia deslizamiento a lo largo de las grietas en nudos sin vigas transversales. La anchura de las grietas está relacionada con la cuantía y distribución del refuerzo transversal horizontal del nudo y del refuerzo longitudinal de la columna.

Las ecuaciones 9.7.1 a 9.7.3 dependen del confinamiento efectivo en las caras verticales del nudo. Mientras mayor es el confinamiento, la resistencia a cortante del nudo será superior.

Cuando el eje de la viga no pasa a través del centroide de la columna, el cortante excéntrico generado puede resultar en daño en el nudo. Es recomendable que la excentricidad sea menor que $1/8$ del ancho de la viga.

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 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 $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblez.

Comentario:

Durante sismos intensos, se espera la inversión del signo de momentos en las conexiones viga-columna que, a su vez, ocasionan esfuerzos reversibles en el refuerzo longitudinal de vigas, columnas y losas. Se ha observado en experimentos que el recubrimiento de concreto del refuerzo longitudinal de la columna rápidamente se desprende. Es por ello que la sección crítica para revisar el anclaje sea el plano externo del núcleo de la columna. En el caso de uniones de esquina o en forma de letra T (es decir, donde no continúa la columna), la sección crítica para revisar el anclaje del refuerzo longitudinal de columna es el plano inferior del refuerzo longitudinal de la viga.

El tramo recto de la barra con doblez debiera colocarse hacia adentro del nudo para promover el desarrollo de un puntal diagonal a compresión dentro del mismo, el cual es el principal mecanismo resistente considerado en las Normas. El refuerzo longitudinal de vigas debiera terminarse dentro del núcleo de la columna. Si se coloca por fuera, perderá el anclaje ante deformaciones laterales bajas, reduciendo la resistencia y rigidez a flexión de las vigas.

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:

$$h_{\text{(columna)}}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 20$$

$$h_{\text{(viga)}}/d_b \text{ (barra de columna)} \geq 20$$

donde $h_{\text{(columna)}}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

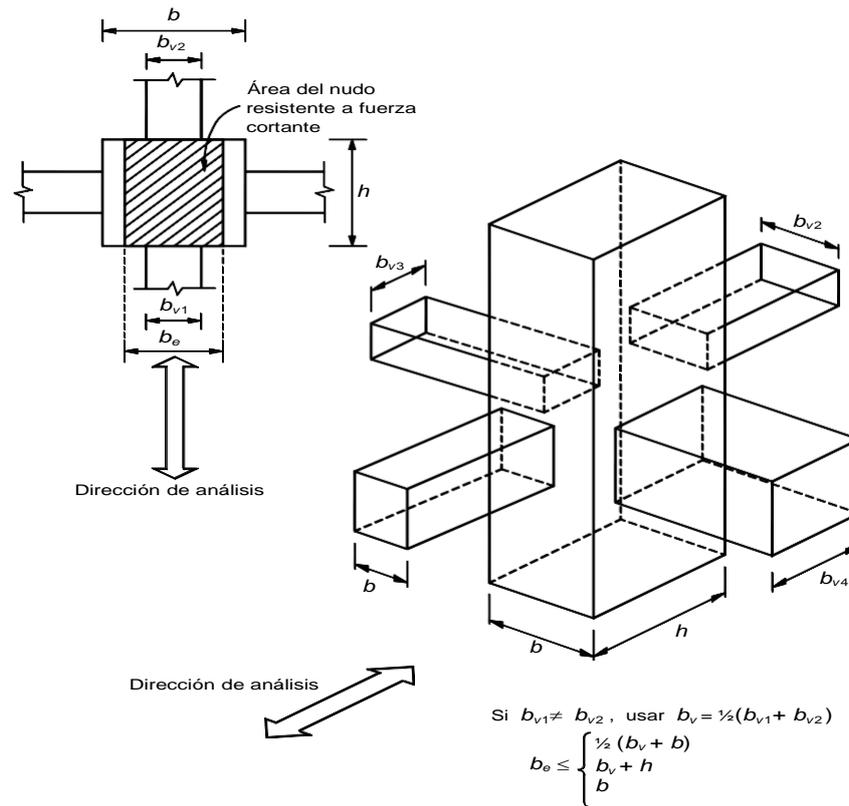


Figura 9.7.3 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de estructuras de ductilidad alta.

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.

Comentario:

Ensayes de laboratorio han mostrado que las barras continuas a través del nudo pueden deslizarse dentro del mismo cuando se aplican grandes momentos reversibles (ACI 352, 2010). El propósito de los requisitos es limitar el deslizamiento del refuerzo longitudinal de vigas y columnas en el nudo. El límite es aproximadamente de la mitad del requerido para anclar una barra en condiciones estáticas. En conexiones construidas con los requisitos establecidos en las Normas, es de esperar deslizamiento de las barras, con su consecuente efecto en la rigidez y disipación de energía. Se ha observado que nudos con dimensiones equivalentes a 28 diámetros de barra exhiben poca o nula degradación de la adherencia. El límite se estableció tras observar que se logra mantener el mecanismo resistente a cortante en el nudo, sin degradación de resistencia, hasta distorsiones de 3 por ciento.

Normalmente no se toma en cuenta el deslizamiento de las barras de refuerzo en el diseño. Si se modela la estructura para practicar análisis inelásticos, se recomienda incluir el deslizamiento.

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.

Comentario:

Estudios experimentales y analíticos han demostrado que es factible diseñar y construir marcos resistentes a momentos en los cuales las articulaciones plásticas de las vigas ocurran alejadas del paño de la columna (Abdel-Fattah y Wight, 1987; Al-Haddad y Wight, 1988). La principal ventaja de este sistema es que se logra un comportamiento prácticamente elástico del nudo viga-columna. Al alejar las deformaciones inelásticas a un peralte efectivo de la cara del nudo, el nudo debería ser capaz de resistir el cortante que le imponen las barras de la viga que, a su vez, no estarán sujetas a deformaciones cíclicas inelásticas.

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 en el inciso 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.

Comentario:

Se ha evaluado experimentalmente que, para lograr que la articulación plástica en las vigas ocurra lejos del nudo, es suficiente que el refuerzo longitudinal de la viga, en la cara de la columna, sea al menos 30% superior a la requerida por la combinación más desfavorable de acciones (Abdel-Fattah y Wight, 1987). Para tener una estimación de la resistencia probable, este cálculo se hace con un factor de resistencia unitario. Se ha observado que, ante cargas cíclicas reversibles, es posible que la sección de las vigas adyacente al nudo exhiba agrietamiento por cortante sensiblemente vertical. Para controlar este agrietamiento y evitar el deterioro de la resistencia y rigidez bajo ciclos de carga, se requiere colocar refuerzo adicional intermedio. Este refuerzo debe estar anclado hacia ambos lados de la sección 1. Hacia adentro del nudo, se recomienda hacerlo continuo; hacia la viga, es necesario que se ancle mediante una longitud suficiente para desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. La ocurrencia de la articulación plástica se logra cuando se iguala la resistencia del miembro con la demanda de diseño, considerando resistencias probables (con factor de resistencia unitario).

El refuerzo transversal de la zona de la articulación plástica de las vigas sería el requerido para articulaciones plásticas en vigas en las Normas.

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

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (9.8.1)$$

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 9.8.1 en los nudos de azotea.

Comentario:

Los marcos resistentes a momento de alta ductilidad se espera que tengan un comportamiento controlado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Para lograrlo, se requiere que el cociente de las resistencias probables a flexión de columnas a vigas sea superior a 1. Las Normas piden que este cociente sea al menos igual a 1.2 para promover el mecanismo de columna fuerte – viga débil. Se supone que este valor es conservador para la aplicación bidireccional de la carga.

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 este inciso.

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 valorar como:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valorar 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 $1.0f_y$.

Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con

$$h_{(columna)}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 16$$

No será necesario cumplir con la ecuación 9.8.1 en los nudos de azotea.

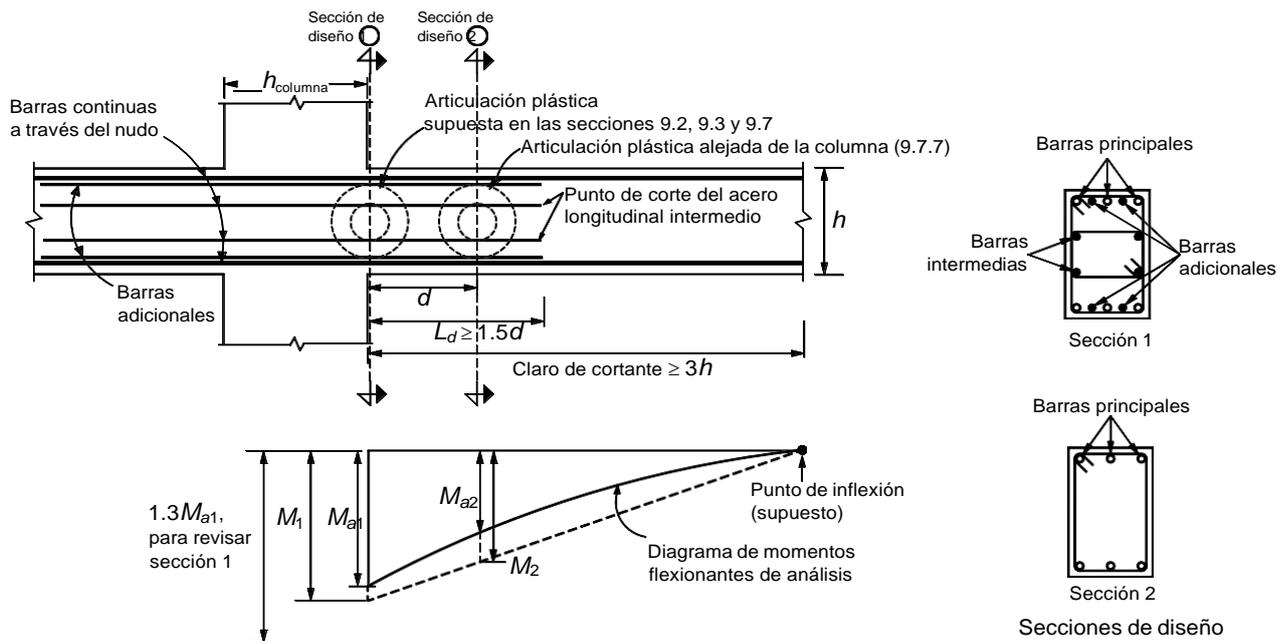


Figura 9.8.1 Marcos de alta ductilidad con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

Comentario:

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de conexiones (ver comentario del inciso 9.7.1). Para este sistema, el ancho efectivo de la losa en la cara de la columna es menor que cuando ocurren las articulaciones plásticas en la cara del nudo. Una forma aproximada de calcular este ancho efectivo reducido es tomando en cuenta las demandas de flexión en las secciones 1 y 2.

De este modo, se requiere que la resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión esté basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo reducido suponiendo que el acero alcanza su esfuerzo especificado de fluencia.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

Puesto que no ocurrirán grandes demandas inelásticas en la cara del nudo, se ha relajado la relación $h_{(columna)}/d_b$ (barra de viga) en comparación con la requerida para conexiones con articulaciones plásticas adyacentes. La reducción de un 20% es consistente con el uso de $1.0 f_y$ (y no de $1.25 f_y$) para calcular la demanda de fuerza cortante en el nudo.

9.9 Diafragmas y elementos a compresión

9.9.1 Alcance

Los requisitos de este inciso 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:

- Una fuerza cortante, P_{vu} ;
- Un momento flexionante

$$P_{vu} a + P_{hu} (h-d) \quad (10.1.1)$$

- 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.

Comentario:

Las ménsulas son volados que tienen una relación de claro a peralte menor que la unidad, que tienden a actuar como vigas de gran peralte más que como elementos a flexión y son diseñados a cortante.

La ménsula mostrada en la figura C10.1.1 puede fallar por cortante a lo largo de la unión columna-ménsula, por fluencia del acero a tensión, por aplastamiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento o de cortante localizada bajo la placa de carga.

Se especifica un límite superior igual a uno para la relación de a/d por dos razones. Primero, para relaciones claro (distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula) a peralte efectivo, a/d , que excedan la unidad, las grietas por tensión diagonal son menos inclinadas y no es apropiado solamente el empleo de estribos horizontales como lo especifica 10.1.2. Segundo, el método de diseño ha sido validado experimentalmente sólo para a/d igual a la unidad o menos. Se especifica un límite superior para P_{hu} ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para P_{hu} menor o igual a P_{vu} , incluyendo P_{hu} igual a cero.

Se especifica un peralte mínimo en el extremo de la ménsula para evitar la ocurrencia de una falla prematura, debido a una grieta importante de tensión diagonal que se propaga desde debajo del área de apoyo hacia la cara exterior inclinada de la ménsula. Se han observado fallas prematuras de este tipo en ménsulas con peraltes en su extremo menores que las especificadas en esta sección de las Normas.

El comportamiento de ménsulas es controlado principalmente por el cortante, por lo tanto para todas las condiciones de diseño se especifica un solo valor de $F_R = 0.75$.

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

$$0.04 \frac{f_c^2}{f_y}$$

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.

Comentario:

Ensayos indican que la cantidad total de refuerzo (A_s+A_n) que debe cruzar la cara del apoyo, debe ser la mayor entre:

(a) La suma de A_f y A_n .

(b) La suma de 1.5 veces A_{vf} y A_n .

Cuando controla (a) se requiere $A_s=(2A_f/3+A_n)$ como refuerzo primario, y el restante $A_f/3$ se suministra como estribos cerrados paralelos a A_s y distribuirse dentro de $2d/3$, adyacente a A_s .

Cuando (b) controla, $A_s=(A_{vf}+A_n)$ se requiere como refuerzo primario, y el restante $A_{vf}/2$ se suministra como estribos paralelos a A_s y distribuirse dentro de $2d/3$, adyacente a A_s .

Se especifica una cantidad mínima de refuerzo para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso de que la ménsula se fisure bajo la acción de momento flexionante o la fuerza externa a tensión P_{hu} .

Los estribos cerrados paralelos al refuerzo primario se necesitan para evitar una falla prematura de tensión diagonal de la ménsula. El área requerida de estribos cerrados $A_n=0.5(A_s-A_n)$ automáticamente proporciona las cantidades apropiadas.

El refuerzo requerido para resistir momentos puede calcularse aplicando la teoría ordinaria de flexión. El momento flexionante se calcula sumando momentos alrededor del refuerzo de flexión en la cara del apoyo.

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:

- 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;
- Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales; y
- 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.

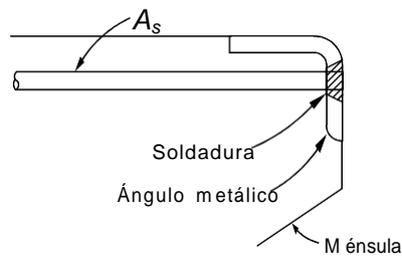
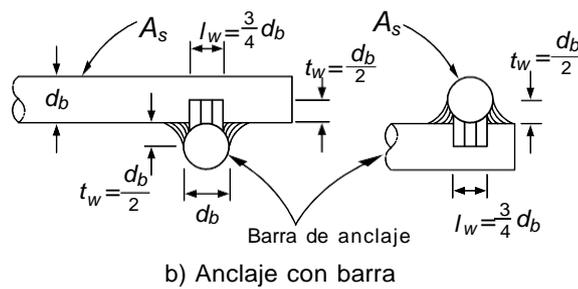
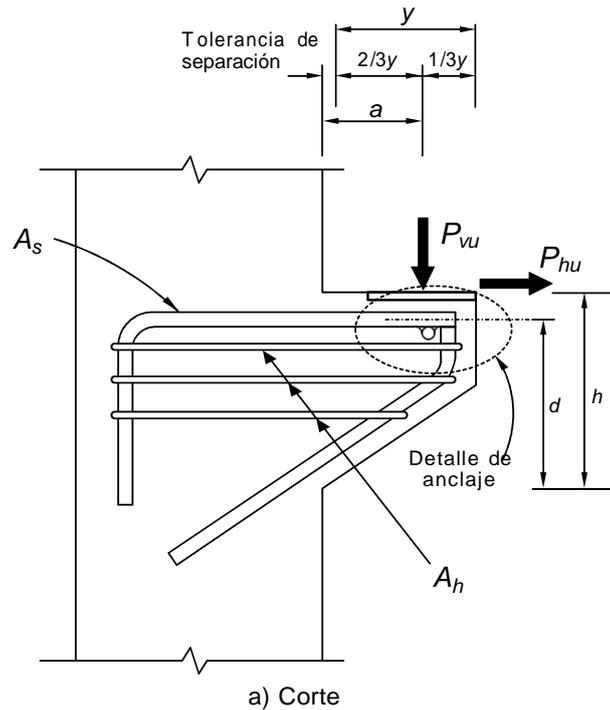


Figura 10.1.1 Detalles de anclaje en ménsulas

Comentario:

Debido a que la componente horizontal del “puntal” inclinado de concreto en compresión (véase la figura C10.1.1) es transferido al refuerzo primario en la ubicación de la carga vertical, el refuerzo primario es solicitado esencialmente de manera uniforme desde la cara del apoyo hasta el punto donde se aplica la carga vertical. Debe, por lo tanto, estar anclado en su extremo exterior y en la columna de apoyo, de manera que sea capaz de desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia desde la cara del apoyo hasta el lugar de aplicación de la carga vertical. Puede obtenerse un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras de refuerzo primario en forma de letra U como se especifica en

(b), o soldando una barra de diámetro igual, o un ángulo de tamaño adecuado a través de extremos de las barras de refuerzo primario.

Las soldaduras deben diseñarse para desarrollar la resistencia a la fluencia del refuerzo primario. El detalle de la soldadura empleada exitosamente en los ensayos de ménsulas, se muestran en la figura 10.1.1.

El refuerzo primario debe estar anclado dentro de la columna de apoyo de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6.

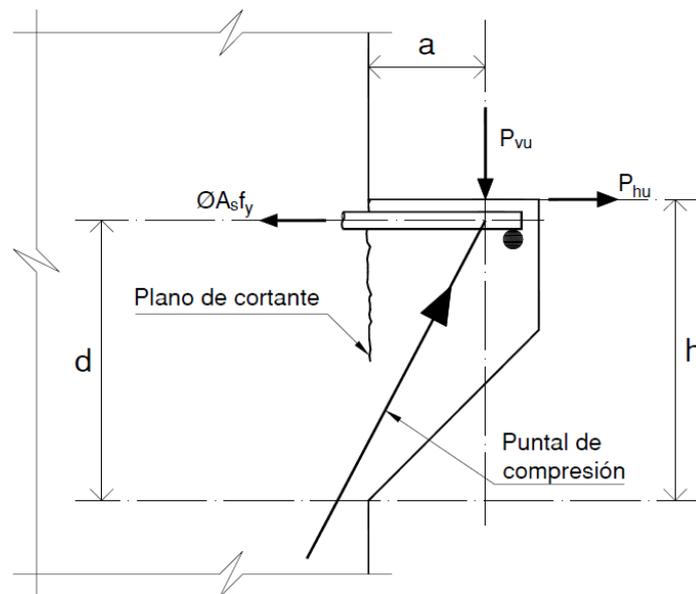


Figura C10.1.1.- Acciones estructurales en ménsula

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.

Comentario:

La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la resistencia a la fluencia del refuerzo cerca de la carga. Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas horizontales, se recomienda que la placa de apoyo se suelde al refuerzo primario.

10.2 Vigas con apoyos no monolíticos

10.2.1 Vigas con extremos completos

Existen dos tipos de condiciones en traveses 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 traveses apoyadas de peralte completo se deberán utilizar las fórmulas correspondientes de al inciso 10.2.1. Para las traveses 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.

Comentario:

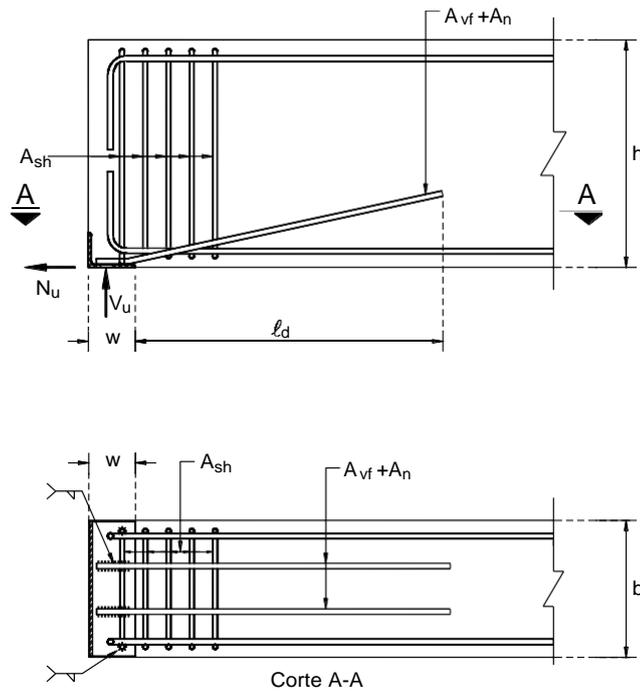
Para ambos casos de apoyo se puede utilizar el Método de Puntales y Tensores del Apéndice B de estas Normas.

10.2.1.1 Refuerzo del extremo completo

El área de refuerzo perpendicular a la falla por cortante por fricción será

$$A_{vf} = \frac{V_u}{F_R f_y \mu_e} \quad (10.2.2.1)$$

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.



Esquema alternativo para anclaje
en el soporte de $A_{vf} + A_n$

Figura 10.2.1 Refuerzo en viga con extremo completo

El acero de refuerzo para tensión axial será

$$A_n = \frac{N_u}{F_R f_y} \quad (10.2.2)$$

El acero vertical será:

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{f_{ys} \mu_e} \quad (10.2.3)$$

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}

Comentario:

Este tipo de apoyos suele presentar dos tipos de falla: a) una posible grieta vertical que sale de la placa donde se suelda la barra inclinada; para controlar el ancho de esa grieta se diseña el acero de refuerzo

con áreas A_{vf} y A_n ; y b) una grieta horizontal que para controlar su abertura se proporciona el área de refuerzo 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:

- El claro de cortante (a) entre el peralte efectivo de la nariz no es mayor a 1.0 (véase figura 10.2.2).
- El peralte del recorte h_r excede a $0.2H$ o 200 mm.
- 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.

Comentario:

Los refuerzos que se calculan para este tipo de apoyo cubren los siguientes modos de falla:

- Flexión (momento flexionante como voladizo) y tensión axial al final de la extensión del miembro, en el recorte. Para resistir este momento interno, se proporciona refuerzo a flexión, A_f y refuerzo a tensión axial, A_n .**
- Cortante directo en la unión del extremo recortado y del cuerpo principal del miembro. Para resistirlo, se diseña refuerzo a cortante por fricción, compuesto por A_{vf} y A_h , más refuerzo a tensión axial, A_n .**
- Tensión diagonal que inicia en la esquina re-entrante, para la que se calcula refuerzo a cortante A_{sh} .**
- Tensión diagonal en el extremo recortado, para la que se diseña refuerzo a cortante compuesto por A_h y A_v .**
- Tensión diagonal en la porción no recortada que se resiste al calcular una longitud de desarrollo completa para A_s más allá de la grieta potencial.**

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:

$$A_s = A_f + A_n = \frac{1}{R_y} \left(\frac{a}{V_u} + \frac{h}{N_u} \right) \quad (10.2.4)$$

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_n como sigue:

$$A_s = \frac{2V_u}{3F_R f_y \mu_e} + A_n \quad (10.2.5)$$

donde:

$$\mu_e = 1.4 \frac{7bh}{V_u} \leq 3.4 \quad (10.2.6)$$

$$\left(\mu_e = 1.4 \frac{70bh}{V_u} \leq 3.4 \right) \quad (10.2.7)$$

$$A_n = \frac{N_u}{F_R f_y}$$

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:

$$V_{u,máx} = 0.30 f'_c A_{cr} \leq A_{cr} \quad (10.2.8)$$

$$V_{u,máx} = 0.30 f'_c A_{cr} \leq 70 A_{cr}$$

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

$$A_{sh} = \frac{V_u}{F_R f_y} \quad (10.2.9)$$

Se requiere refuerzo adicional por tensión diagonal en el extremo extendido de forma que se cumpla

$$V_u \leq F_R (A_v f_y + A_h f_y + 0.16 \sqrt{f'_c} b d) \quad (10.2.10)$$

$$\left(V_u \leq F_R (A_v f_y + A_h f_y + 0.5 \sqrt{f'_c} b d) \right)$$

donde:

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n) \quad (10.2.11)$$

Por lo menos la mitad del refuerzo requerido en el extremo extendido debe proporcionarse verticalmente. El área mínima de refuerzo vertical será:

$$A_{v, \text{mín}} = \frac{1}{2f_y} \left(\frac{V_u}{F_R} - 0.16 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (10.2.12)$$

$$\left(\frac{V_u}{F_R} - 0.5 \sqrt{f'_c} b d \right) \left(\frac{1}{2f_y} \right)$$

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.

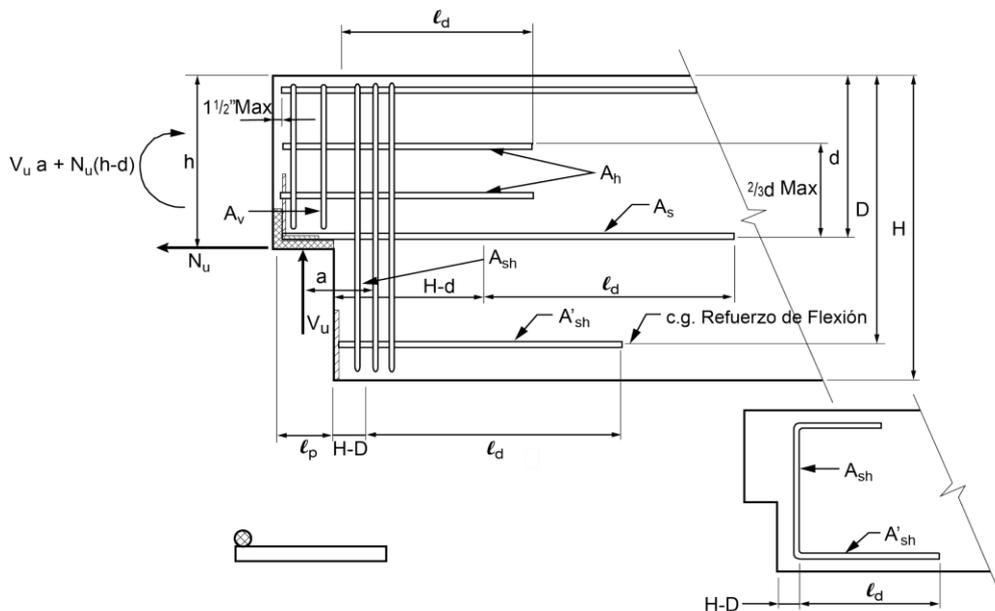
Para asegurar que el refuerzo proporcionado mediante A_{sh} , tenga la longitud de desarrollo suficiente, éste puede doblarse y continuar en forma paralela a la parte inferior de la viga donde se tiene el peralte completo. Si se decide separar A_{sh} del acero horizontal, se debe garantizar que $A'_{sh} \geq A_{sh}$, 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 $0.16\sqrt{f'_c}$ ($0.5\sqrt{f'_c}$), deberá proporcionarse refuerzo longitudinal adicional en la viga para poder resistir la tensión asociada con dicho esfuerzo.



Alternativa A'_{sh} Barra de Anclaje
Para diseño con barra de anclaje soldada ver ACF. (No recomendada para barras delgadas)

Alternativa común A'_{sh} Anclaje
El desarrollo de A'_{sh} en la parte baja es asegurado por la extensión de L_d más allá de las fisuras.

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 aquellas 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/bd es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas de gran peralte se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (10.3.1)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas de gran peralte continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios;
- Calcúlense las áreas de acero con la ecuación 10.3.1, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

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

- 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).

- 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 $0.4L$.

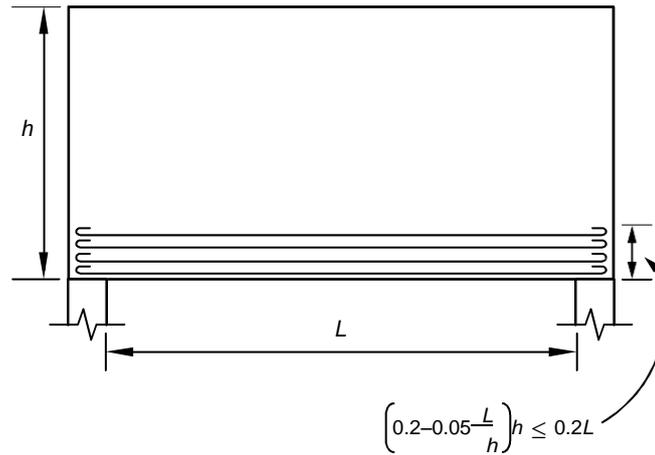


Figura 10.3.1 Disposición del refuerzo de flexión en una viga de gran peralte de un claro

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.

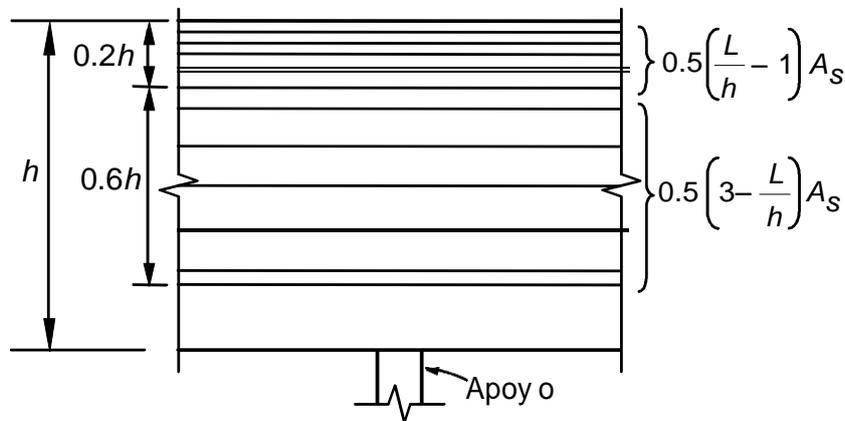


Figura 10.3.2 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga de gran peralte continua con $L/h \geq 1$

Comentario:

En las vigas de gran peralte, la distribución de esfuerzos a flexión de una sección transversal difiere mucho de una distribución lineal, como se supone en vigas esbeltas, o sea, de longitud igual a varias veces el peralte de la viga. Por esta razón, no pueden aplicarse las hipótesis de la sección 3.5 ni puede calcularse la resistencia a flexión con las ecuaciones 5.1.2 y 5.1.3. Para calcular la resistencia de las vigas de gran peralte se han propuesto dos tipos de enfoque. En el primero, se calculan por separado las resistencias a las distintas acciones, como en vigas esbeltas, pero usando ecuaciones diferentes que toman en cuenta los distintos tipos de comportamiento ante estas acciones. Este es el único enfoque que se había usado en las ediciones anteriores de las Normas. El segundo enfoque consiste en usar el Método de Puntales y Tensores en el cual se sustituye la viga por una armadura compuesta de elementos a

compresión, que son los puntales, y elementos a tensión, que son los tensores. En la presente edición de 2017, se presenta este método en el Apéndice B y se permite ya su empleo para el diseño y cálculo de resistencia de las vigas de gran peralte. Como se puede ver en el mencionado apéndice, en el método de puntales y tensores se toman en cuenta simultáneamente todas las acciones a que están sujetas las vigas de gran peralte.

Cuando se usa el primer enfoque, la resistencia a flexión depende básicamente de la cuantía de acero de refuerzo de tensión, ya que los esfuerzos de compresión en el concreto son pequeños en comparación con los esfuerzos en vigas esbeltas. Dicha resistencia puede calcularse multiplicando la fuerza de tensión, suponiendo que fluye el acero, por el brazo del par formado por las fuerzas de tensión y compresión. Esto es lo que indica la ecuación 10.3.1. El valor del brazo del par, z , depende de la relación entre el claro y la altura de la viga. En las secciones 10.3.1 y 10.3.2 se dan también recomendaciones importantes sobre la colocación y distribución del acero de tensión, así como del acero longitudinal que debe complementar al acero principal de tensión. Este acero complementario es semejante al que se coloca en muros.

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:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v \frac{1+L/d}{s} \quad (10.3.2)$$

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:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} \frac{11-L/d}{s_h} \quad (10.3.3)$$

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:

$$\left(\begin{array}{c} 0.6F_Rbd\sqrt{f'_c} \\ 2F_Rbd\sqrt{f'_c} \end{array} \right)$$

Comentario:

La resistencia a fuerza cortante se calcula como la suma de las contribuciones del concreto y del acero. La contribución del concreto se calcula con la ecuación 5.3.3 que corresponde a vigas con relación claro-altura menor que 4. Esta ecuación da resultados mayores que la ecuación 5.3.1 que se aplica a vigas esbeltas, con relación claro-altura mayor que 5. Obsérvese que para calcular la contribución del acero a fuerza cortante deben considerarse tanto el acero longitudinal como el transversal que tenga la viga, a diferencia de las vigas esbeltas en las que sólo se toma en cuenta el transversal. Esto se debe a que las grietas inclinadas de cortante cruzan a los dos aceros, el longitudinal y el transversal y, por lo tanto, ambos contribuyen a resistir la fuerza cortante. Obsérvese también que la máxima fuerza cortante de diseño, V_u , admisible es un poco menor que en vigas esbeltas.

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 $0.5h$.

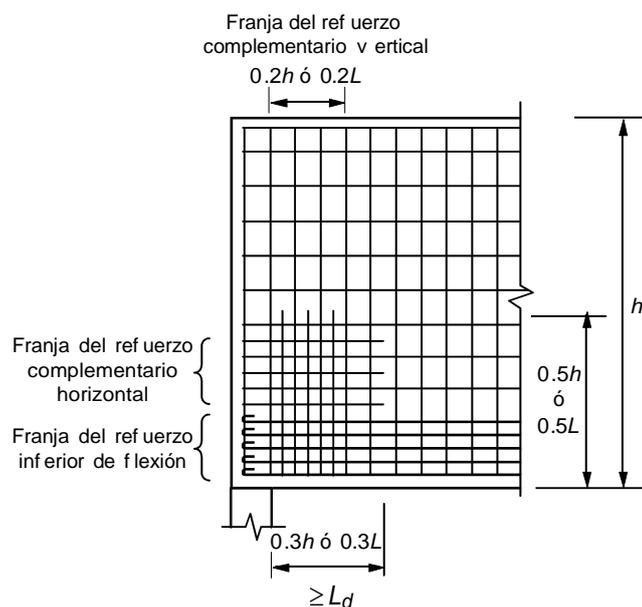


Figura 10.3.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

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.

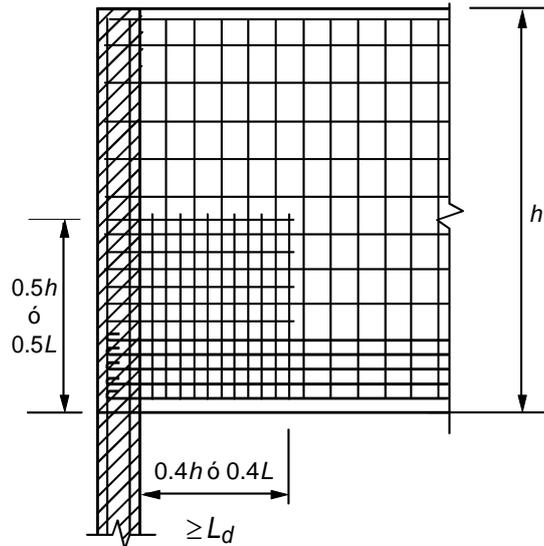


Figura 10.3.4 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

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.

$$V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 0.78F_R \sqrt{f'_c} bd \quad (10.3.4)$$

$$\left(V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 2.5F_R \sqrt{f'_c} bd \right)$$

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.

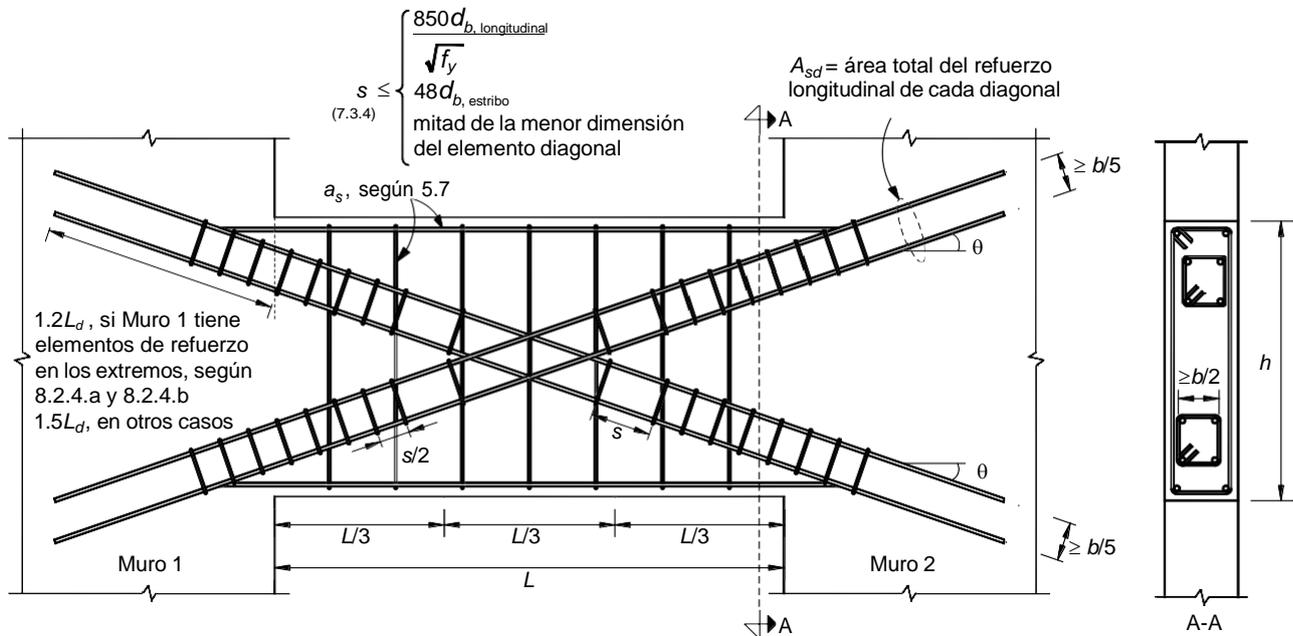


Figura 10.3.5 Refuerzo de una viga de gran peralte que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Comentario:

Las vigas de acoplamiento, también llamadas vigas de conexión, se utilizan en sistemas estructurales constituidos por dos o más muros de cortante situados en el mismo eje de un edificio, o sea, los denominados “Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto” en la Tabla 4.2.1 de las NTC Sismo. Estas vigas son necesarias para que los muros trabajen unidos entre sí y se flexionen alrededor del eje centroidal del conjunto. De esta manera su rigidez y resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes. Este sistema estructural resulta eficaz, por lo tanto, en edificios altos.

Una manera de reforzar las vigas de acoplamiento consiste en colocar en su interior dos diagonales reforzadas con barras longitudinales y estribos transversales, como se muestra en la Figura 10.3.5. En los bordes de los muros conectados por las vigas de acoplamiento se desarrollan fuerzas cortantes y momentos flexionantes, originados por las acciones sísmicas, que deben ser resistidos en su totalidad por fuerzas axiales en las diagonales. En la diagonal que trabaja a tensión se despreja la resistencia del concreto y toda la fuerza debe ser resistida por las barras longitudinales de área A_{sd} , la cual puede calcularse con la ecuación 10.3.4. Para que las barras longitudinales trabajen eficazmente deben restringirse con estribos cerrados colocados perpendicularmente a las barras, con las especificaciones del inciso 10.3.7 y de la Figura 10.3.5.

Se ha demostrado en forma experimental que este sistema de refuerzo funciona adecuadamente siempre que el ángulo θ formado por la diagonal con la horizontal no sea pequeño. Por eso, al inicio del inciso 10.3.7, se especifica que se puede usar si la relación L/h no es mayor que 2. En casos en que no se cumpla esta condición, las vigas de acoplamiento pueden diseñarse como vigas normales, ya sean esbeltas o de gran peralte según la relación a/d .

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 I (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 ser calculadas de acuerdo con la tabla 11.2.1.

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	$f_t \leq 0.62\sqrt{f_c'}$	$0.62\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f_c'}$	$f_t > \sqrt{f_c'}$

	$\left(f_t \leq 2\sqrt{f_c'} \right)$	$\left(2\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 3.2\sqrt{f_c'} \right)$	$\left(f_t > 3.2\sqrt{f_c'} \right)$
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 f_{ps} o f_s para el control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimientos	Como sección reforzada

Comentario:

En este inciso se definen tres clases de comportamiento a flexión para miembros con presfuerzo, ya sea adherido o no adherido (presfuerzo total, presfuerzo parcial y elementos que a pesar de tener presfuerzo se comportan básicamente como reforzados).

Las losas postensadas en ambas direcciones, que suelen tener poco refuerzo ordinario, que trabaje junto con el presfuerzo, hay que diseñarlas como totalmente presforzadas.

En esta versión de las Normas, los límites entre los distintos comportamientos están dados por los esfuerzos permisibles de tensión en el concreto ante cargas de servicio. El índice de presfuerzo, I_p , que se empleó en versiones anteriores de las Normas, desaparece en esta versión.

En esta versión se incluyó la revisión por servicio utilizando la sección agrietada.

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:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - \frac{\gamma}{\beta_1} \left(p \frac{f_{sr}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (q - q') \right) \right] \quad (11.3.1)$$

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 0.85 y 0.28 para f_{sp}/f_{sr} no menor que 0.9, y β_I (ver sección 3.5).

Si se toma en cuenta el refuerzo a compresión al calcular f_{sp} , el término:

$$\left[p_p \frac{f_{sr}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (q - q') \right]$$

no debe tomarse menor a 0.17 y d' no debe ser mayor que $0.15d_p$.

b) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte de 35 o menos:

$$f_{sp} = f_s + 70 + \frac{f'_c}{10p_p} \quad (11.3.2)$$

$$[f_{sp} = f_s + 700 + \frac{f'_c}{100p_p}]$$

Pero f_{sp} no debe ser mayor que el menor de f_{yp} o $f_{sr}+420$; en MPa (f_{yp} o $f_{sr}+4200$; en kg/cm^2)

c) Secciones con presfuerzo no adherido y con una relación claro a peralte mayor a 35:

$$f_{sp} = f_{sr} + 70 + \frac{f'_c}{30p_p} \quad (11.3.3)$$

$$[f_{sp} = f_s + 700 + \frac{f'_c}{300p_p}]$$

Pero f_{sp} no debe ser mayor que el menor de f_{yp} o $f_{sr}+210$; en MPa (f_{yp} o $f_{sr}+2100$; en kg/cm^2).

Comentario:

Esta sección provee una alternativa más sencilla a la determinación basada en compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias y en consideraciones de equilibrio. Esta ecuación se puede usar cuando todo el presfuerzo, está en la zona de tensión.

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, \bar{f}_j , definida en el inciso 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_{sp} 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:

$0.70f_{ci}'$ para los extremos de elementos simplemente apoyados

$0.60f_{ci}'$ 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:

$$\left(\begin{array}{l} 0.25 \sqrt{f_{ci}'} ; \text{ en MPa} \\ 0.8 \sqrt{f_{ci}'} ; \text{ en kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

3) Tensión en los extremos de miembros simplemente apoyados

$$\left(\begin{array}{l} 0.5 \sqrt{f_{ci}'} \\ 1.6 \sqrt{f_{ci}'} \end{array} \right)$$

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.

Comentario:

Los esfuerzos en transferencia fueron incrementados reflejando la investigación y desarrollo en la práctica de la industria de la prefabricación y del presfuerzo.

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:

$0.45f_c'$ para presfuerzo más cargas sostenidas

$0.60f_c'$ para presfuerzo más carga total

2) Tensión:

$$\left(\begin{array}{l} 0.5 \sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa} \\ 1.6 \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

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

$$\left(\begin{array}{c} \sqrt{f_c'} \\ 3.2 \sqrt{f_c'} \end{array} \right)$$

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.

Comentario:

El límite de esfuerzo a compresión de $0.45f_c'$ es un valor conservador que se estableció para tener un factor de seguridad razonable ante cargas repetidas, así como para considerar posibles deformaciones excesivas por contracción y flujo plástico.

La carga sostenida es parte de la carga viva total de servicio que será resistida por un periodo de tiempo suficientemente largo para causar deflexiones significativas dependientes del tiempo. Cuando las cargas vivas y muertas sostenidas sean un porcentaje elevado de la carga de servicio total, se recomienda usar el límite de $0.45f_c'$.

Cuando por otro lado, una gran porción de la carga de servicio total consista en cargas temporales, transitorias o cargas sostenidas por poco tiempo, conviene usar el límite de $0.6f_c'$.

11.4.1.3 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

- Debidos a la fuerza aplicada por el gato
 $0.94f_{yp}$
pero no deberá exceder de $0.8f_{sr}$
- Inmediatamente después de la transferencia
 $0.82f_{yp}$
pero no será mayor que $0.74f_{sr}$
- En cables de postensado, anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los tendones
 $0.70f_{sr}$

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 las secciones 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:

- 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
Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato.
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.
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

$$P_0 = P_x e^{KL + \eta\mu} \quad (11.5.1)$$

Cuando $(KL + \eta\mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + KL + \eta\mu) \quad (11.5.2)$$

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:	Coefficiente K , por metro de longitud	Coefficiente 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

Comentario:

La fuerza de presfuerzo decrece continuamente con el tiempo, ocasionando pérdida de presfuerzo que se atribuye a la contribución acumulada de las fuentes listadas en los incisos 11.5.1 y 11.5.2. Las pérdidas totales son la suma de todas las fuentes particulares para cada tipo de elemento y es necesario calcularlas. Estos cálculos equivalen al punto B de la tabla 11.5.1.

La estimación global, el punto A de la tabla 11.5.1, se usa de manera aproximada, para iniciar los cálculos al proponer una sección. Una vez que se tenga la pieza definitiva con la ubicación de los tendones, se hacen los cálculos exactos y se itera de ser necesario en el diseño hasta obtener el diseño final.

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

$$f_b = 0.8 f_{ci}' \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \leq 1.25 f_{ci}' \quad (11.6.1)$$

b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_c' \quad (11.6.2)$$

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

$$0.14(f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b$$

$$[0.014(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b]$$

para alambres lisos de presfuerzo dicha longitud no será menor que

$$0.27(f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b$$

$$[0.028(f_{sp} - 0.67f_{se})d_b]$$

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 20mm 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.

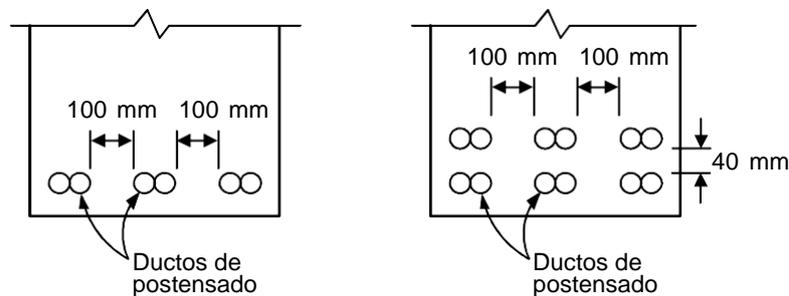


Figura 11.6.1 Separaciones libres mínimas entre paquetes de ductos de postensado

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	$S_{Lh} \geq 4d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Torones	$S_{Lh} \geq 3d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Ductos individuales	$S_{Lh} \geq 40 \text{ mm}$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 40 \text{ mm}$

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 la 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.

Comentario:

El efecto del postensado en las losas se puede considerar de distintas maneras en el diseño y análisis. Un enfoque muy común es el de reemplazar los tendones de presfuerzo por un conjunto de cargas equivalentes en la estructura para el análisis global. A estas cargas equivalentes se les refiere comúnmente como carga balanceada. Como carga externa aplicada, incluye fuerzas considerables en donde se ubican los anclajes, fuerzas verticales relacionadas con la curvatura del perfil de los tendones y fuerzas de fricción paralelas al tendón. Este método se puede utilizar para el cálculo de la losa por cargas verticales. Para el diseño por sismo y de cimentaciones, se deben de considerar todas las cargas verticales (peso del edificio por cargas muertas y variables), sin reducir por el artificio de la carga balanceada.

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/cm²) e inferior a 3.5 MPa (35 kg/cm²).

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:

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{10 p_p} \quad (11.7.1)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100 p_p} \right)$$

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, ($f_{sr}+4200$ en kg/cm²) o bien

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{30 p_p} \quad (11.7.2)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300 p_p} \right)$$

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 ($f_{sr}+2100$, 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 valorar 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.

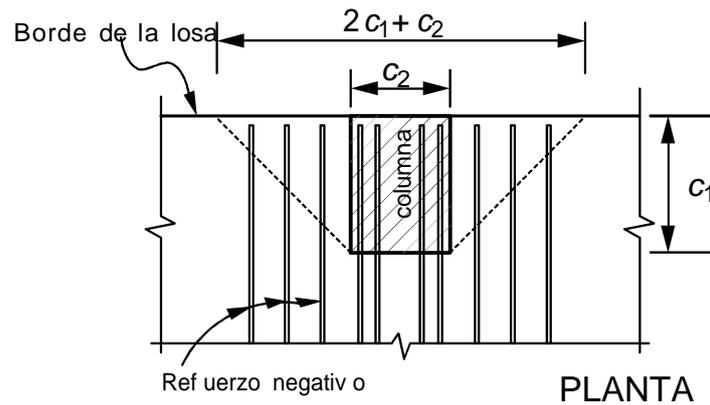


Figura 11.7.1 Refuerzo negativo perpendicular a un borde no diseñado para resistir torsión

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 desprece 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.

Comentario:

Para diseñar losas postensadas es frecuente el uso del método de la carga balanceada, el cual puede estar incluido en algunos programas de análisis basados en el método del elemento finito, donde los tendones se reemplazan con un conjunto de cargas equivalentes. Estas, se aplican como cargas externas, las cuales incluyen: fuerzas en la zona de anclajes, fuerzas verticales relacionadas con la curvatura en los perfiles de los tendones y fuerzas de fricción paralelas al tendón. Las fuerzas verticales balanceadas del presfuerzo no se toman en cuenta para la sumatoria y cálculo de las acciones sísmicas, ya que, de hacerlo así, las acciones calculadas serían mucho menores que las reales puesto que son restadas a las cargas verticales totales. Se recomienda hacer el cálculo a mano para verificar que el programa no las considera en sus resultados.

El sistema sismo-resistente se diseña sin considerar el efecto del presfuerzo.

En la revisión del modelo completo de la estructura, se verificará que las columnas internas tengan una capacidad de desplazamiento lateral al menos igual al desplazamiento lateral del modelo completo resultado del análisis.

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, $0.70f_{sr}$.

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

$$A_s = \frac{2 N_c}{f_y} \quad (11.7.3)$$

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 (4200 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

$$A_s = 0.00075 A_{cf} \quad (11.7.4)$$

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 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.

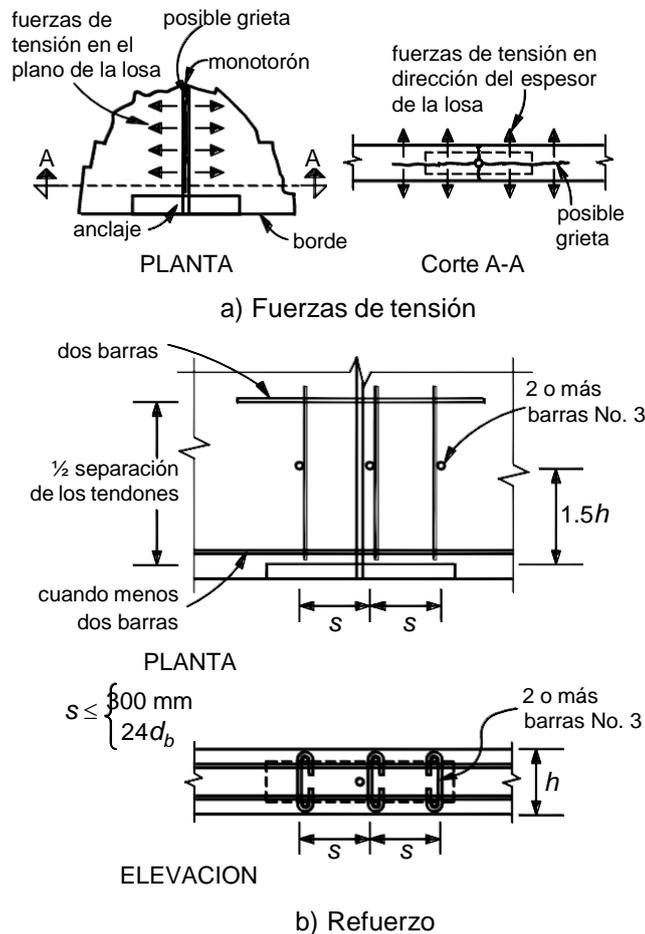


Figura 11.7.2 Refuerzo en la zona de anclaje

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/cm²).

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/cm²), 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.

Comentario:

Se limita la resistencia del concreto, f_c' , a 70MPa (700 kg/cm²) debido a que, para resistencias mayores, el concreto se vuelve más frágil y no serían aplicables las expresiones de diseño establecidas para cortante, torsión, longitudes de desarrollo, etc.

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 $0.2P_{R0}$, 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/cm²).

Comentario:

Se limita la resistencia del concreto, f_c' , a 55MPa (550 kg/cm²) para evitar la falla frágil del concreto en las columnas, cuando la falla se presenta por aplastamiento del concreto. Para resistencias de concreto mayores se requeriría un confinamiento del concreto con refuerzo transversal de esfuerzos de fluencia mayores a los contemplados en estas NTC, para alcanzar la ductilidad requerida.

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:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 11\,000 ; \text{ en MPa} \quad (12.2.1)$$

$$\left(E_c = 8\,500\sqrt{f_c'} + 110\,000 ; \text{ en kg/cm}^2 \right) |$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 5\,000; \text{ en MPa} \quad (12.2.2)$$

$$\left(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 50000 \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

12.2.2.2 Resistencia a tensión

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayos en cilindros de 150×300mm cargados diametralmente, se supondrá igual a:

$$\bar{f}_t = 0.53\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.3)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.67\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_t = 0.47\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.4)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.50\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

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

$$\bar{f}_f = 0.85\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.5)$$

$$\left(\bar{f}_f = 2.70\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_f = 0.80\sqrt{f_c'}; \text{ en MPa} \quad (12.2.6)$$

$$\left(\bar{f}_f = 2.54\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

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.

Comentario:

Las propiedades mecánicas establecidas en este inciso son las alcanzadas en la evaluación de los ensayos efectuados a un gran número de concretos producidos con agregados disponibles en la Ciudad de México por varias empresas de concreto premezclado y por instituciones de investigación; las expresiones propuestas están asociadas a una probabilidad del 90 por ciento de que las propiedades mecánicas del concreto se alcancen.

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.

Comentario:

Es usual que las empresas productoras de concreto premezclado que tienen entre su línea de productos esta clase de concreto, tengan información sobre el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción por secado para fines de diseño, por lo que estas empresas pueden ser la fuente para conocer el valor de estos parámetros.

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/m³ 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 ensayos 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.

Comentario:

Además de la cantidad de finos menores que 0.12 mm que debe ser del orden de 25% en peso de la masa de concreto, otro parámetro importante en el diseño de las mezclas es la relación agua/finos, la cual varía entre 0.85 y 1.10, por volumen.

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
Escurrecimiento	T_{50}	$T_{50} \leq 8 \text{ s}$
	d_f	$550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
Embudo en V	T_v	$4 \text{ s} \leq T_v \leq 20 \text{ s}$
Caja en L	C_{bL}	$0.75 \leq C_{bL} \leq 1.00$
Escurrecimiento con anillo en J	d_{jf}	$d_{jf} \geq d_f - 50 \text{ mm}$

⁽¹⁾ Ver significado de la notación en las Normas correspondientes.

Comentario:

El intervalo de consistencias del concreto autocompactante es bastante amplio y dentro del mismo se debe seleccionar el que convenga según las necesidades del proyecto, en función de la complejidad del molde, la cantidad de refuerzo que se tenga y del desplazamiento de la mezcla que se requiera.

La consistencia se puede determinar por varios métodos de ensayo; no es necesario aplicar todos ellos, pero sí algunas de las opciones que permitan definir la fluidez, la resistencia al bloqueo y la segregación.

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 cuenta 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 adverso, 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 $1.6f_i$ en lugar de $\sqrt{f_c'}$ siendo f_i en MPa ($0.5f_i$ 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_i 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_i 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.

Comentario:

Dada la gran variedad de agregados pétreos que se pueden usar en la fabricación de los concretos ligeros, resulta indispensable determinar sus propiedades mecánicas para estimar mejor su desempeño en las estructuras.

Siendo el módulo de elasticidad del concreto ligero mucho menor que el del concreto de peso normal, las deformaciones por compresión a la falla o bajo condiciones de servicio, serán mayores que las esperadas en las estructuras construidas con concreto de peso normal, por lo que será necesario calcular las deformaciones de los elementos estructurales para verificar su adecuado desempeño. Dada la menor capacidad de disipación de energía del concreto ligero con respecto del convencional se recomienda que sólo se usen en elementos no estructurales.

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

$$\frac{2.35 \bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \quad (12.4.1)$$

$$\left(\frac{0.75 \bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementará en la relación:

$$\frac{0.63 \sqrt{f_c'}}{\bar{f}_t} \quad (12.4.2)$$

$$\left(\frac{2 \sqrt{f_c'^2}}{\bar{f}_t} \right)$$

f_c' y \bar{f}_t en MPa (kg/cm^2).

El esfuerzo \bar{f}_t se define en el inciso 2.1.3.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{f_y}{30\bar{f}_t}$ 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, \bar{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.

Comentario:

Como la relación resistencia a tensión / resistencia a compresión es menor para los concretos ligeros, los elementos estructurales hechos con estos concretos son más proclives a agrietarse por cambios volumétricos, por lo que la cantidad de refuerzo requerida para controlar este efecto es mayor que la requerida para las estructuras fabricadas con concretos densos.

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.

Comentario:

Debido a que el desempeño de los concretos reforzados con fibras puede variar sustancialmente en función del tipo de fibras, su contenido y de la matriz de concreto, sólo se pueden dar recomendaciones generales para estimar las modificaciones específicas en el diseño estructural. Para conocer cuantitativamente cómo se modifican los parámetros de diseño por la presencia de las fibras, se requiere determinar éstos para cada caso específico. Estos requisitos de carácter general se establecen ampliamente en esta sección.

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).

Comentario:

Aunque ambos procesos de lanzado (seco o húmedo) pueden conducir a concretos con desempeño satisfactorio, el lanzado en húmedo permite controlar mejor la relación agua/cemento en las mezclas y, por tanto, se puede lograr con este método mayor uniformidad en las propiedades del concreto colocado. La granulometría continua de los agregados a utilizar es un aspecto importante para lograr mayor compacidad en el concreto colocado; usualmente se emplean tamaños máximos de agregado grueso inferiores a 12.5 mm para tener menor rebote en la operación de colocación del concreto.

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 cuenta.

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 por ciento de agregado grueso incrementa el rebote, es más difícil 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	1. El agua de mezclado se controla en el equipo de mezclado y puede ser medida con precisión
2. Mejor adecuación para la colocación de mezclas que contienen agregado ligero o material refractario	2. Mayor confianza de que el agua de mezclado se mezcla completamente con los otros ingredientes
3. Posibilidad de ser transportado a distancias más largas	3. Menor cantidad de polvo y menor pérdida de material cementante durante la operación de lanzado
4. Las mangueras para conducirlo se pueden mover con mayor facilidad	4. Normalmente tiene menor rebote, dando como resultado menor desperdicio
5. Menor volumen para un tamaño de manguera dado.	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 inductor 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/cm²) y son comunes resistencias de 40 y 50 MPa (400 y 500 kg/cm²).

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/cm²). 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.

Comentario:

La determinación de la resistencia a compresión del concreto lanzado usualmente se realiza en núcleos extraídos del concreto colocado en la estructura o de paneles fabricados expofeso para este fin en los que el concreto se ha colocado emulando las condiciones de colocación en la estructura. El método de ensayo es el mismo al empleado en núcleos de concreto convencional.

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 el 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/cm²). 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/cm²).

Los resultados de los ensayos 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.

Comentario:

Es necesario recalcar que para lograr una adherencia satisfactoria del concreto lanzado al sustrato se requiere dar una preparación satisfactoria al mismo, siguiendo las recomendaciones que se dan en este inciso.

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.

Comentario:

Debido a las características de las mezclas empleadas en el concreto lanzado, usualmente con contenido de cemento alto, y a que tienen menor cantidad de agregado grueso, la contracción por secado de estos concretos es mayor que la del concreto colocado en forma convencional; de ahí la importancia de aplicar un curado adecuado a la superficie final de la estructura, usualmente mediante membrana de curado. Sin embargo, estas membranas de curado no se requieren aplicar a las capas intermedias del concreto colocado, pues evitaría que se tenga una adherencia adecuada entre capas y no se lograría una estructura monolítica.

12.6.3.5 Absorción y volumen de vacíos permeables

El ensayo 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 húmeda, 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 ensayos 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.

Comentario:

Estos ensayos permiten calificar las operaciones de lanzado del concreto para lograr una compacidad adecuada. Valores altos de absorción y volumen de vacíos permeables son indicativos de que la velocidad de lanzado no fue adecuada, que los componentes del concreto no quedaron mezclados adecuadamente o que el empleo del aditivo acelerante de fraguado propició porosidad en el concreto lanzado.

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/m³, similar a la del concreto convencional. El módulo de elasticidad está entre 17 y 40 GPa (170 000 y 400 000 kg/cm²), 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/cm²); 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 Ángulos 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.

Comentario:

El empleo de agregados reciclados en la fabricación de concreto tiene su origen en la necesidad de protección al medio ambiente, procesando los residuos de la construcción y demolición de estructuras de concreto, reduciendo al mismo tiempo la explotación de fuentes de suministro de agregados naturales. Debido a que los agregados reciclados están formados por partículas de rocas y de mortero de cemento adherido a ellas, las propiedades difieren a la de los agregados que le dieron origen; usualmente tienen una densidad menor y una absorción mayor que la de los agregados naturales de los que provienen.

Con objeto de que las propiedades de los concretos fabricados con agregados reciclados no difirieran sustancialmente de las que tienen los concretos fabricados con agregados naturales, se limita el contenido de impurezas a los valores expresados en la tabla 12.7.1 de estas Normas, así como la proporción de agregados reciclados a valores inferiores a 20% del total del agregado grueso empleado en las mezclas de concreto.

Observando las disposiciones expresadas en esta sección se puede esperar que el desempeño de las estructuras fabricadas con concreto reciclado sea equivalente en cuanto a resistencia, deformación, ductilidad y durabilidad, a la de las construidas con agregados gruesos naturales. Las disposiciones para el diseño de estructuras fabricadas con agregados reciclados serán las mismas que las empleadas para el diseño de estructuras con concreto convencional.

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.

Comentario:

Puesto que la integridad estructural de elementos de concreto simple depende únicamente de las propiedades del concreto, el uso de elementos estructurales de concreto simple deberá limitarse a elementos que principalmente se hallan sujetos a compresión, elementos que pueden tolerar grietas fortuitas sin detrimento de su integridad estructural y elementos en que la ductilidad no es un rasgo esencial de diseño. La resistencia a la tensión del concreto puede utilizarse en el diseño de elementos en que el aumento en los esfuerzos de tensión debido a la restricción de la fluencia, contracción, o efectos de temperatura se ha considerado y reducido por medio de técnicas de construcción para evitar grietas no controladas, o cuando las grietas no controladas debidas a tales efectos restrictivos, pueden anticiparse que ocurran en tal forma que no conduzcan a una falla estructural o colapso. Puesto que el concreto simple no tiene la ductilidad necesaria que deberían tener las columnas, y debido a que una grieta fortuita en una columna no reforzada pondrá en peligro probablemente su integridad estructural, las Normas no permiten el uso de concreto simple en columnas.

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.

Comentario:

Las juntas en la construcción de concreto simple son una consideración importante para el diseño. En el concreto reforzado, el refuerzo se proporciona para resistir los esfuerzos debidos a la fluencia, la contracción y los efectos de temperatura. En el concreto simple, las juntas son el único medio en el diseño para controlar y, por lo tanto, aliviar el incremento de tales esfuerzos de tensión. Un elemento de concreto simple, por lo tanto, debería ser suficientemente pequeño, o dividido en elementos más pequeños por medio de juntas, para controlar el aumento de esfuerzos internos.

La junta puede ser una junta de contracción, de aislamiento o una junta de construcción. Una reducción mínima de 25 por ciento del espesor del elemento se considera suficiente para juntas de contracción efectivas. El junteo debe ser tal que no se pueda desarrollar tensión axial o tensión por flexión a lo largo de la junta, después del agrietamiento.

En donde las grietas fortuitas debidas a flujo plástico, contracción y efectos de temperatura no afecten la integridad estructural, y sean aceptables, tales como las grietas transversales en una zapata continua de muro, las juntas de contracción transversal o constructivas no son necesarias.

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 50mm al espesor total h .

Comentario:

Los elementos de concreto simple son dimensionados para alcanzar una resistencia adecuada utilizando cargas y fuerzas con factores de carga. Cuando las cargas ampliadas exceden la resistencia de diseño para la resistencia especificada del concreto, la sección debe ser incrementada y/o la resistencia especificada del concreto aumentada de acuerdo con los requisitos de estas Normas. El diseñador debería notar, sin embargo, que el aumento de una sección de concreto puede tener un efecto perjudicial; el esfuerzo debido a la carga disminuirá, mientras que los esfuerzos debidos a la fluencia, contracción y efectos de temperatura pueden incrementarse.

La tensión por flexión puede ser considerada en el diseño de elementos de concreto simple para sostener cargas, siempre que el esfuerzo calculado no exceda el permisible, y que las juntas de construcción, contracción o aislamiento sean provistas para aliviar la restricción y los esfuerzos resultantes de la tensión debida a los efectos de flujo plástico, temperatura y contracción.

El espesor total reducido h , para concreto colado contra suelo, es para absorber las desigualdades de la excavación y la contaminación del concreto adyacente al suelo.

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

$$F_R f_c' \quad (13.4.1)$$

b) Tensión por flexión

1) concreto clase 1

$$0.47 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.2)$$

$$\left(1.5 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

2) concreto clase 2

$$0.34 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.3)$$

$$\left(1.1 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

c) Compresión axial

$$0.56 F_R f_c' \left(1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right) \quad (13.4.4)$$

d) Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.05 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.5)$$

$$\left(0.18 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

e) Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica o piramidal alrededor de la carga (γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor).

$$(0.5 + \gamma) 0.28 F_R \sqrt{f_c'} \leq 0.28 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.4.6)$$

$$\left((0.5 + \gamma) 0.9 F_R \sqrt{f_c'} \leq 0.9 F_R \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

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, \bar{f}_f , prescrito en el inciso 2.1.3.

Comentario:

La determinación de los esfuerzos bajo condiciones de servicio se hace para verificar que el concreto y el acero de refuerzo estén a niveles de esfuerzos bajos que permitan a las estructuras un desempeño satisfactorio con el tiempo, sin que falle el concreto por compresión, ni se presenten grietas importantes. Es usual que el concreto se encuentre a niveles de esfuerzos del orden de 50% de su resistencia nominal de diseño (f_c') y que el acero esté a 60% del esfuerzo especificado de fluencia, aproximadamente.

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 .

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right) I_g \quad \left| \quad \left(\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_{ag}} \right) \right. \quad (14.2.1)$$

donde:

$$M_{ag} = \frac{f_f I_g}{h_2} \quad (14.2.2)$$

$M_{m\acute{a}x}$ 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 en 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:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (14.2.3)$$

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.

Comentario:

Las deflexiones calculadas con el procedimiento prescrito sólo son adecuadas cuando se presentan bajo cargas de servicio. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas en miembros prismáticos no agrietados, se pueden utilizar las fórmulas para la deflexión elástica con un valor de $E_c I_g$ constante a lo largo de todo el miembro. Sin embargo, si el miembro está agrietado en una o más secciones a lo largo del claro, se requiere emplear en el cálculo el momento de inercia efectivo.

El momento de inercia efectivo prescrito en la ecuación 14.2.1 es suficientemente preciso para el control de las deflexiones; fue desarrollado para proporcionar una transición entre el valor máximo, I_g , y el mínimo I_{ag} del momento de inercia, en función de la relación $M_{ag}/M_{m\acute{a}x}$.

Para miembros continuos, el procedimiento especifica determinar un promedio ponderado de los valores de I_e para las secciones de los momentos positivos y negativos.

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:

$$\frac{2}{1 + 50 p'} \quad (14.2.4)$$

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.

Comentario:

La contracción y el flujo plástico, debidos a las cargas sostenidas, origina deflexiones a largo plazo adicionales a los originados cuando la estructura entra en servicio. Esas deflexiones están influenciadas

por la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad a la que la estructura entra en servicio, cantidad del refuerzo a compresión y la magnitud de la carga sostenida. La expresión propuesta en esta sección se considera satisfactoria para estimar la deflexión diferida.

Para el concreto clase 2, la deflexión resulta mucho mayor que la estimada para el concreto clase 1, porque tanto la deflexión inmediata como el factor para la estimación de la deflexión diferida se incrementan. Lo anterior se debe a que el módulo de elasticidad del concreto clase 2 es mucho menor que el del concreto clase 1.

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 (3000 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad:

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (14.3.1)$$

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	30 000 (30 000)
B2	
C	
D	20 000 (20 000)

Comentario:

Los anchos de grietas permisibles se especifican en función de la agresividad del medio externo en que se encuentra, de su ubicación en la estructura (externas o internas), de la función que desempeña la estructura en la que se ubican, etc. El objetivo principal para limitarlas es evitar que los agentes agresivos externos penetren en el concreto y originen corrosión en el acero de refuerzo y por efectos estéticos.

Los valores límites para la condición de agrietamiento establecido en la tabla 14.3.1 se vuelven anchos máximos permisibles de grietas, en mm, si los valores especificados tanto en N/mm como en kg/cm, se multiplican por 10⁻⁵.

En la estimación del esfuerzo en el acero bajo condiciones de servicio, f_s , se puede seguir el procedimiento descrito en 14.1, o en forma opcional como $\frac{M}{A \frac{7}{8} d}$ donde M es el momento máximo bajo condiciones de servicio.

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

$$K = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{df^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_o}\right)^2}} \quad (14.4.1)$$

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
$0.10 \leq K < 0.25$	B	Ligeramente perceptible
$0.25 \leq K < 0.63$	C	Perceptible
$0.63 \leq K < 1.60$	D	Fácilmente perceptible
$1.60 \leq K < 4.00$	E	Fuertemente perceptible
$4.00 \leq K < 10.00$	F	Fuertemente perceptible
$10.00 \leq K < 25.00$	G	
$25.00 \leq K < 63.00$	H	Muy fuertemente perceptible
$63.00 \leq K$	I	

Comentario:

Por primera vez se incluyen en esta edición de las Normas disposiciones relativas a las vibraciones de sistemas estructurales. El enfoque es calcular un factor de sensibilidad, K , que está relacionado con la percepción de las vibraciones por los ocupantes de un edificio. Como se indica en la Tabla 14.4.1, a mayor valor de K , las vibraciones son percibidas con mayor facilidad y son, por lo tanto, más molestas para los ocupantes. El valor de K depende de las características dinámicas de las cargas que actúan sobre la estructura y de las características de rigidez de los miembros estructurales. En las Normas se presenta un método simplificado para calcular los valores de este parámetro para situaciones normales,

que se complementa en este comentario para sistemas de piso (Caballero, 2019). En situaciones en que las vibraciones sean importantes para la seguridad estructural, deberían usarse métodos más precisos.

El valor del factor de sensibilidad K depende de los parámetros d que es la amplitud de la vibración del elemento estructural, en mm, y de su frecuencia de vibración, f , en Hz, ecuación 14.4.1 de estas Normas. Estos parámetros se pueden determinar experimentalmente o se pueden calcular como se indica a continuación. El cálculo de d puede hacerse usando la ecuación i de este comentario

$$d = \rho \Delta_s \quad (i)$$

donde Δ_s es el desplazamiento estático y ρ es un factor de amplificación dinámica que puede calcularse con la ecuación ii , mostrada a continuación,

$$\rho = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\frac{f_e}{f})^2]^2 + (2Q \frac{f_e}{f})^2}} \quad (ii)$$

En la ecuación ii , la frecuencia de excitación, f_e , puede suponerse conservadoramente con un valor de 1.5 Hz, cuando la excitación es debida a actividades como bailes, saltos o eventos deportivos, y el factor de amortiguamiento, β , con un valor al menos de 0.05, o sea, 5%. La frecuencia natural fundamental, ρ , para sistemas de piso, apoyados sobre muros o vigas, como los mostrados en la figura C14.4.2, puede calcularse con las ecuaciones iii y iv , respectivamente.

$$f = \frac{0.87}{\pi} C \sqrt{\frac{(15a_2^4 + 8a_1^4) E h^3}{(a_1 a_2)^3 (m_{losa})}} \quad (iii)$$

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{C_1 \Delta_{viga} + 0.59 C_2 \Delta_{losa}}} \quad (iv)$$

donde:

$$C = 0.83 + 0.43 \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^2$$

$$C_1 = 1.56 \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^{0.29}$$

$$C_2 = 1.18 \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^{-0.69}$$

a_1 y a_2 , claros corto y largo de la losa, respectivamente; y m_{losa} es igual a W/g siendo W el peso propio de la losa más la carga de servicio sin factorizar.

En la ecuación iv , el desplazamiento de la viga del claro largo, Δ_{viga} y el desplazamiento de la franja unitaria corta de losa, Δ_{losa} , ver figura C14.4.2, se determinan con la carga distribuida de servicio por metro cuadrado, w :

$$\Delta_{viga} = \frac{w(0.5a_1a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} + \frac{w_v a_2^4}{384EI_v}$$

$$\Delta_{losa} = \frac{w a_1^4}{384EI_{losa}}$$

donde w_v es el peso propio de la viga del claro a_2 por metro lineal, I_v es el momento de inercia de la viga del claro a_2 e I_{losa} es el momento de inercia de la franja unitaria de losa. Δ_s en la ecuación i, es el desplazamiento debido a una carga distribuida dinámica, w_p , dada en la Tabla C14.4.2 para sistemas de piso sobre muros o sobre vigas, que pueden calcularse con las ecuaciones v y vi, respectivamente. Obsérvese que la carga w_p de las ecuaciones v y vi es diferente a la carga w usada para calcular Δ_{viga} y Δ_{losa} .

$$\Delta = \frac{w_p a_1^4}{s} C \quad (v)$$

$$\Delta_s = w_p \left(\frac{(0.5a_1a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} C_1 + \frac{1}{384EI_{losa}} C_2 \right) \quad (vi)$$

Tabla C14.4.2. Actividades humanas para distintos eventos (Allen, 1985)

Parámetros recomendados para eventos de actividad rítmica	
Actividad	Carga dinámica w_p ,
Bailes	0.3 kPa (30 kg/m ²)
Conciertos y eventos deportivos	0.4 kPa (40 kg/m ²)
Ejercicios de salto	0.6 kPa (60 kg/m ²)

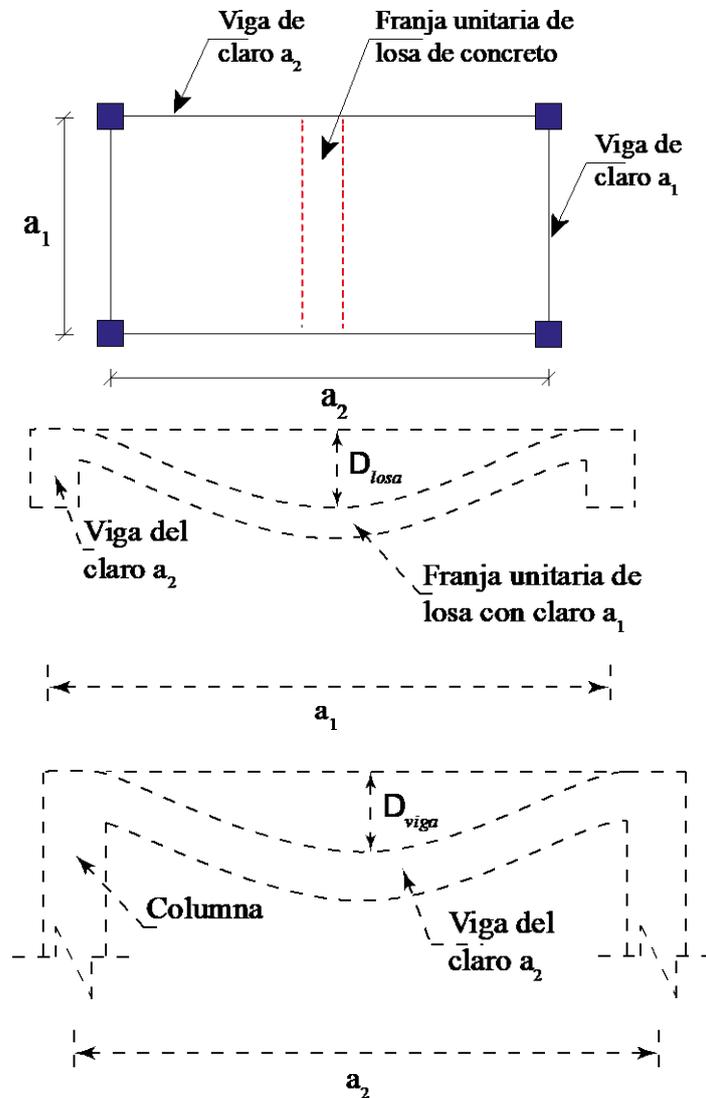


Figura C14.4.2 Definición de variables para las ecuaciones i a vi.

14.5 Resistencia al fuego

Las estructuras de concreto deben tener una resistencia al fuego mínima de 3 h. 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 216 R01 “Guide for Determining the Fire Endurance of Elements of Concrete”.

Comentario:

Los elementos estructurales se diseñarán para que conserven su estabilidad, integridad y proporcionen aislamiento térmico, para la intensidad de fuego especificada.

Para conservar la estabilidad e integridad estructural se requiere proteger el refuerzo y/o presfuerzo longitudinal del elemento estructural por medio de un recubrimiento adecuado. Este recubrimiento varía en función del tipo de elemento estructural (vigas, columnas, losas o muros), del tiempo de protección que se requiera dar a la estructura y de las dimensiones de dichos elementos.

En términos generales, se puede decir que, para un fuego con duración de 1 hora se requerirían recubrimientos del orden de 20 mm, mientras que para otro de 3 horas el recubrimiento del acero de refuerzo debería ser del orden de 30 mm; si la estructura está reforzada con tendones de presfuerzo, habría que incrementar esos recubrimientos en 10 mm. Cabe señalar que la interpolación entre estos valores no sería lineal.

El aislamiento térmico se logra proporcionando espesores de muros y losas en función del tipo de agregados empleado en la fabricación del concreto, mientras más denso sea el agregado mayor será el espesor requerido. Por ejemplo, para un fuego de 1 hora de duración y concretos de agregado denso (basalto, caliza, etc.) se requerirían espesores del orden de 85 mm, para concreto con agregado medianamente denso (andesita, etc.) los espesores serían del orden de 70 mm y para concretos ligeros (pumicita, etc.) del orden de 65 mm. Para un fuego de 3 horas de duración, como se especifica en estas Normas, se requerirían espesores del orden de 150 mm, 115 mm y 110 mm, respectivamente.

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.

Comentario:

En la publicación “Guía de cimbras para concreto” del Comité 347 del American Concrete Institute (ACI) se da información detallada de cimbras para concreto. Se proporciona recomendaciones para el diseño, construcción y materiales para la cimbra, cimbras para estructuras especiales y cimbras para métodos especiales de construcción.

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.

Comentario:

En la determinación del tiempo para el descimbrado, se requiere dar atención especial a las cargas durante la construcción, así como a las posibilidades de deflexiones excesivas. Frecuentemente, las cargas durante la construcción son tan importantes como las cargas vivas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser adecuada para soportar las cargas aplicadas, pero se pueden presentar deflexiones suficientemente grandes para originar daños permanentes.

La resistencia del concreto durante la construcción puede determinarse mediante el ensaye de cilindros curados en la obra u otros procedimientos, aprobados por el Director Responsable de Obra en caso de no requerirse Corresponsable en Seguridad Estructural, Entre estos procedimientos se pueden señalar:

- a) **Resistencia a la penetración, de acuerdo con ASTM C 803,**
- b) **Resistencia a la extracción, de acuerdo con ASTM C 900,**
- c) **Índice de madurez, determinado y correlacionado de acuerdo con ASTM C 1074.**

Estos procedimientos requieren de suficientes resultados, empleando los materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a compresión determinada en cilindros moldeados o corazones extraídos de la estructura.

Donde la estructura es soportada sobre puntales, las cimbras laterales de vigas, columnas, muros y cimbras verticales similares, pueden ser retiradas después de 12 horas de curado acumulado, si la cimbra lateral no está soportando cargas diferentes a la presión lateral que ejerce el concreto plástico. El tiempo de curado acumulado representa la suma de los intervalos de tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura ambiente en el sitio es superior a 283 K (10°C). Las 12 h de curado acumulado se determinaron con base en el empleo de cementos portland ordinarios (CPO) y condiciones usuales de curado. Concretos fabricados con otros tipos de cementos, con el empleo de aditivos retardantes o en los que se haya agregado hielo durante el mezclado para bajar la temperatura inicial del concreto, puede que no sean suficientes las 12 h de curado, en cuyo caso, debería investigarse la situación antes de quitar las cimbras.

El descimbrado para las construcciones de varios niveles debe ser parte de un procedimiento planeado, considerando el soporte temporal de la estructura completa, así como de cada elemento individual. Tal procedimiento debería ser determinado antes de la construcción y debería basarse en un análisis estructural, tomando en cuenta como mínimo las siguientes situaciones:

- a) **El sistema estructural que existe en las diferentes etapas de construcción y las cargas correspondientes a esas etapas;**
- b) **La resistencia del concreto a las diferentes edades durante la construcción;**
- c) **La influencia de las deformaciones de la estructura y el sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y de construcción durante las diferentes etapas de la construcción;**
- d) **La resistencia y espaciamiento de los puntales o sistema de apuntalamiento empleado, así como el método de apuntalamiento; contraventeo, remoción de los puntales y reapuntalamiento, incluyendo los intervalos de tiempo mínimo entre las diferentes operaciones;**

e) **Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o serviciabilidad de la estructura durante la construcción.**

Para las edificaciones de varios niveles, la resistencia del concreto durante las diferentes etapas de su construcción se puede verificar con especímenes de ensaye curados en obra u otro método que sea aprobado.

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 ensayos 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 o 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.

Comentario:

Las especificaciones sobre las condiciones superficiales que deben tener las barras de refuerzo se basan en las pruebas realizadas y en la práctica constructiva recomendable. Una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de refuerzo corrugadas se presenta en Kemp, Brezny y Unterspan (1968) . La investigación ha mostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, con el manejo brusco normal del acero de refuerzo se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el concreto y el refuerzo.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras ahogadas en el concreto. Se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces requieren ser graduales y enderezarse según se requiera. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado.

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-CANACERO. 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.

Comentario:

En la respectiva norma mexicana NMX para cada calidad de acero de refuerzo que se permita utilizar en las estructuras de concreto se especifica el criterio de aceptación para cada propiedad especificada, así como las circunstancias en las que se permite realizar la repetición de los ensayes.

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.

$$C. E. = \% C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad (15.2.1)$$

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 todas 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 la 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 a 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
Coefficiente 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 el inciso 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.

Comentario:

La verificación de la calidad de los materiales componentes del concreto antes del inicio de una obra permite seleccionar aquéllos que potencialmente tienen las características requeridas para fabricar la clase de concreto que se necesita en la obra. En la verificación se hace énfasis en las propiedades directamente relacionadas con la resistencia, rigidez y durabilidad del concreto.

Pedir que la verificación de la calidad se haga en un laboratorio autorizado por la Entidad Mexicana de Acreditación (EMA) permite tener cierta confianza en que los equipos y métodos de ensaye empleados en la realización de las pruebas son los indicados por las Normas respectivas; sin embargo, en todos los casos es el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, el que le dé validez a los resultados de ese laboratorio.

El coeficiente volumétrico se define como la relación que existe entre la suma de los volúmenes de un grupo de partículas representativas del agregado (50 mínimo) y la suma de los volúmenes de las esferas que circunscriben a cada partícula.

Limitar el coeficiente volumétrico de la grava triturada que se emplea para el concreto clase 1 a un valor mínimo de 0.20, permite obtener concretos trabajables con relaciones arena/agregados totales relativamente bajas, con lo que se propicia que el concreto resultante se contraiga menos y en general que sea más rígido.

Para el concreto clase 2 no se especifica ningún límite para el coeficiente volumétrico, porque los agregados gruesos que usualmente se emplean en la Ciudad de México para este concreto (andesitas) tienen formas satisfactorias, con valores de coeficientes volumétricos superiores al mínimo deseable.

El porcentaje de material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) que se permite que tenga la arena en las Normas es superior al límite aceptado internacionalmente (5 por ciento) para este material. Lo anterior se hizo ante la imposibilidad de obtener en zonas cercanas a la Ciudad de México arenas de mejor calidad, o de disponer de suficiente agua para permitir su lavado. Sin embargo, a fin de subsanar aunque sea en parte el problema que implica el uso de arenas y gravas con altos porcentajes de finos, se trata de evitar el empleo de finos de origen arcilloso, que son los que más detrimento causan en las propiedades del concreto. Esto se logra mediante la limitación de la contracción lineal de los finos de la arena y la grava.

Para determinar la contracción lineal de los finos de la arena y la grava de una muestra representativa de estos materiales, se obtiene por separado los finos que pasan la malla No. 40, se mezclan estos finos en la proporción en que intervienen en la mezcla de concreto y se llevan a la condición de humedad correspondiente al límite líquido, de manera semejante a como se hace con las muestras de suelo. La contracción que presentan estos finos después de secarlos al ambiente hasta que su color cambie de oscuro a claro, y en horno por 18 horas a temperatura de 100-110°C, no debe de exceder los límites especificados en estas Normas, con objeto de que su efecto no propicie detrimento en la calidad del concreto (Mendoza y Mena, 1987).

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-155-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 revoladora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

Comentario:

La mencionada norma NOM-C-155-ONNCCE “Industria de la Construcción. -Concreto-Concreto Hidráulico Industrializado-Especificaciones” incluye aspectos relacionados con los requisitos para los equipos de dosificación, mezclado, transporte y entrega de concreto, que son aplicables tanto a los concretos premezclados como a los hechos en obra.

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 revoltura, si es hecho en obra	Una vez por cada entrega, si es premezclado. 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 (2200 kg/m^3) para el concreto clase 1, y no menor de 19 kN/m^3 (1900 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

Comentario:

Las frecuencias de muestreo propuestas para las pruebas de revenimiento y peso volumétrico permiten identificar aquellas mezclas que tienen pocas probabilidades de alcanzar las características especificadas del concreto, en una etapa en que se puede evitar la colocación de concreto de calidad deficiente en la estructura.

Con la aparición en el mercado de aditivos superfluidificantes de larga duración, se presenta la posibilidad de incorporar estos aditivos en planta con las ventajas de tener un mejor control en su dosificación. Como inconveniente se tiene el que no se pueda verificar el revenimiento del concreto antes de la incorporación del aditivo.

La prueba de peso volumétrico resulta ser una verificación muy sencilla de realizar para discriminar entre un concreto de clase 1 ó 2. Debido a que el volumen de concreto que se maneja en la prueba es pequeño, se recomienda tener cuidado especial en la calibración del equipo.

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, \bar{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:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (15.3.1)$$

en la que

es la desviación estándar de la muestra:

X_i es el resultado individual de resistencia a compresión

\bar{X} es el promedio de n resultados de ensaye de resistencia a compresión

n es el número de ensayos 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 o menor que $0.1f_c'$ 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	$f_c' < 40$ ($f_c' < 400$)	$f_c = f_c' + 1.34\sigma$ $f_c = f_c' + 2.33\sigma - 3.5$

	$f_c' \geq 40$ ($f_c' \geq 400$)	$(\bar{f}_c = f_c' + 2.33\sigma - 35)$ $f_c = f_c' + 1.34\sigma$ $f_c = 0.9f_c' + 2.33\sigma$
2	$f_c' \geq 20$ ($f_c' \geq 200$)	$f_c = f_c' + 1.34\sigma - 17$ $(f_c = f_c' + 1.34\sigma - 17)$ $f_c = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$ $(f_c = f_c' + 2.33\sigma - 50)$

Comentario:

La resistencia media de diseño de la mezcla de concreto se determina en función de la probabilidad requerida para alcanzar la resistencia nominal del concreto (f_c') y de la desviación estándar obtenida en la producción de concreto (σ).

Para el concreto clase 1, se acepta que la probabilidad de no alcanzar la resistencia f_c' sea de 10% y que la desviación estándar supuesta para el concreto de resistencia normal, $f_c' < 40$ MPa (400 kg/cm²), es $\sigma = 3.5$ MPa (35 kg/cm²) y para el de alta resistencia, $f_c' \geq 40$ MPa (400 kg/cm²), la desviación estándar es $\sigma = 0.1 f_c'$.

Para los concretos clase 1 con $f_c' < 40$ MPa (400 kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f_c' , debe satisfacer la ecuación $f_c = f_c' + 1.34\sigma$. La ecuación $f_c = f_c' + 2.33\sigma - 3.5$ MPa ($f_c = f_c' + 2.33\sigma - 35$ en kg/cm²) permite que se cumpla con la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²). Como se requiere que se cumpla al mismo tiempo ambas condiciones, se toma el valor mayor de \bar{f}_c que se obtenga.

Para los concretos clase 1 con $f_c' \geq 40$ MPa (400 kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f_c' , debe satisfacer la ecuación $f_c = f_c' + 1.34\sigma$, la misma ecuación que para los concretos con $f_c' < 40$ MPa (400 kg/cm²). Para que se satisfaga la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $0.9 f_c'$ se requiere que $f_c = f_c' + 2.33\sigma$, que es similar a la ecuación para los concretos de $f_c' < 40$ MPa ($f_c' < 400$ kg/cm²) en la que se sustituye el valor de $\sigma = 3.5$ (35 kg/cm²) por $\sigma = 0.1 f_c'$.

Para los concretos clase 2 se supone que $f_c' > 20$ MPa (200 kg/cm²), que la desviación estándar es $\sigma = 3.5$ MPa (35 kg/cm²) y que la probabilidad de no alcanzar la resistencia especificada es de 20%.

La ecuación $f_c = f_c' + 1.34\sigma - 1.7$ MPa ($f_c = f_c' + 1.34\sigma - 17$ en kg/cm²) permite que se satisfaga la condición del promedio de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas y la ecuación $f_c = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$ MPa ($f_c = f_c' + 2.33\sigma - 50$ en kg/cm²) permite que se cumpla la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f_c' - 5.0$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²).

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 diseña 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 m³; cuando el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m³.

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/cm²) 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/cm²), 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/cm²) 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/cm²), 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/cm²).

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c'-0.3\sigma$ (MPa o kg/cm²) para concretos clase 1 de cualquier resistencia a la compresión especificada, ni a $f_c'-2.8$ MPa ($f_c'-28$ kg/cm²), 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 para 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 inciso 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.

Comentario:

La verificación del cumplimiento con el requisito de resistencia a compresión se basa en el criterio de aceptar la probabilidad de no alcanzar la resistencia especificada de 10 por ciento para el concreto clase 1 y 20 por ciento para el clase 2. Para ambos, se parte de la hipótesis de que la desviación estándar de los resultados de ensaye es independiente del nivel de resistencia e igual a 33 kg/cm², y de que la regla de verificación conduce a una probabilidad de 2.3 por ciento de que a un productor le sea rechazado su concreto cuando cumple en el límite con la calidad especificada (Meli y Mendoza, 1991). Al concreto de alta resistencia se le da el mismo tratamiento que al concreto clase 1.

El objeto de especificar una resistencia mínima en las muestras individuales es evitar que en la estructura quede alguna zona que, aunque de poca extensión, sea demasiado débil; por otra parte,

cumplir con la regla del promedio de las muestras evita que quede alguna zona de cierta extensión que, aunque no tan débil como en el caso anterior, tenga resistencia media baja. Ambas situaciones son indeseables para la seguridad de la estructura.

En la evaluación de la resistencia del concreto en la estructura a partir de ensayos de corazones hay que tener presente que conviene que el diámetro de los corazones sea igual o mayor a tres veces el tamaño máximo del agregado grueso, y que esta relación nunca sea menor que dos veces ese tamaño. Cabe mencionar que la relación diámetro/tamaño máximo del agregado grueso influye en forma importante en la resistencia a compresión que se alcanza en el corazón y que ésta es menor mientras más pequeña es dicha relación (Mendoza, 1991).

Por otra parte, si la relación longitud a diámetro del corazón es inferior a dos, pero mayor que uno, se hace la corrección apropiada para la relación longitud a diámetro obtenida, multiplicando la resistencia a compresión alcanzada por los factores indicados en la tabla C15.3.1. No se ensayarán corazones que tengan su longitud inferior a 95 por ciento de su diámetro, antes del cabeceo, o inferior a su diámetro, después del cabeceo.

Tabla C15.3.1 Relación longitud a diámetro del corazón, l/d

Factor de corrección por resistencia	
Relación longitud a diámetro del corazón, l/d	Factor de corrección por resistencia
2.00	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96

Para valores intermedios se interpola linealmente.

Estos factores de corrección son aplicables a concretos de peso normal y a concretos ligeros con pesos volumétricos comprendidos entre 1 600 y 1 900 kg/m³, y, en ambos casos, resistencias a compresión de entre 150 y 700 kg/cm². Se aplican indistintamente a concretos que se ensayan en condición seca o húmeda.

Para que los corazones estén en condición “seca” se requiere dejarlos expuestos al aire por un lapso de 7 días a una temperatura comprendida entre 288 y 300 K (15 y 27°C) y a una humedad relativa inferior a 60 por ciento; el ensaye se realiza en esta condición. Para la condición húmeda, los corazones se sumergen en agua saturada con cal a 296 ± 1.7 K (23 ± 1.7°C), al menos por las 40 horas previas a su ensaye, y se prueban inmediatamente después de retirarlos del agua. Durante el lapso comprendido entre su remoción del agua y su ensaye, los corazones se conservan en condición húmeda, cubriéndolos con una manta absorbente saturada de agua.

Los valores 0.85 f_c' y 0.75 f_c' que se emplean en la evaluación de la resistencia a compresión del concreto clase 1 y de alta resistencia por medio de corazones, corresponden a los mínimos de una distribución normal de probabilidades para valores medios de tres resultados de ensaye y para valores individuales, respectivamente. Para el concreto clase 2, las resistencias mínimas de los corazones correspondientes al valor medio de tres resultados de ensaye y a las resistencias individuales son 0.80 f_c' y 0.70 f_c', respectivamente. Para estos concretos y reglas de verificación, se considera una desviación estándar de 45 kg/cm² y una probabilidad de no alcanzar las resistencias mínimas de 2.5 por ciento (Mendoza, 1991).

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
	$2\,700\sqrt{f'_c} + 8\,500$	$2\,700\sqrt{f'_c} + 3\,300$	$4\,000\sqrt{f'_c}$	$3\,100\sqrt{f'_c}$	$2\,200\sqrt{f'_c}$
Una muestra cualquiera	$8\,500\sqrt{f'_c} + 84\,800$	$(8\,500\sqrt{f'_c} + 33\,200)$	$(12\,700\sqrt{f'_c})$	$(9\,700\sqrt{f'_c})$	$(7\,000\sqrt{f'_c})$
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.

Comentario:

La verificación del cumplimiento con el módulo de elasticidad parte de considerar una probabilidad de 10 por ciento de tener resultados inferiores a los siguientes valores nominales: concreto clase 1, $4400\sqrt{f'_c}$, MPa ($14000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para los concretos de caliza y $3500\sqrt{f'_c}$, MPa ($11000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para los de basalto; y de 20 por ciento de resultados inferiores a $2500\sqrt{f'_c}$, MPa ($8000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para el clase 2. La desviación estándar de la distribución de probabilidades para los concretos clase 1 se supuso igual a $380\sqrt{f'_c}$, MPa ($1200\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) y para clase 2 a $220\sqrt{f'_c}$, MPa ($700\sqrt{f'_c}$, kg/cm²). La regla de verificación se establece en estas Normas con una probabilidad de tener valores inferiores a los mínimos estipulados de 1 en 100. Para estas expresiones f'_c representa la resistencia a compresión especificada del concreto en MPa (kg/cm²).

Al concreto de alta resistencia se le dio el mismo tratamiento que al concreto clase 1, pero las desviaciones estándar estimadas para el módulo de elasticidad fueron de 2400 MPa (24 000 kg/cm²) para los concreto de caliza y 1600 MPa (16 000 kg/cm²) para los de basalto.

Debido a que la dispersión de los resultados de ensaye en la prueba del módulo de elasticidad es mayor que la alcanzada en la prueba de resistencia a compresión, se pide que en la determinación del módulo de elasticidad se empleen al menos tres especímenes.

15.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

Comentario:

El transporte requiere ser suficientemente rápido para evitar pérdida de revenimiento antes de ser colocado y suficientemente eficaz para evitar que haya segregación y pérdida de mortero y lechada (NMX-C-155-ONNCCE).

Existen diversos medios y equipos para transportar concreto; para la elección del más apropiado se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos: volumen de concreto a transportar, distancias mínimas y máximas, consistencia del concreto (revenimiento), tamaño máximo del agregado en la

mezcla, accesibilidad para colocar el concreto dentro de las cimbras y el tiempo disponible para realizar esta operación.

Los medios de transporte más empleados son los siguientes:

- a) **Carretillas y vagonetas, manuales o mecanizadas.** Para mover volúmenes reducidos en distancias cortas, se requiere utilizar ruedas neumáticas y habilitar vías de tránsito. La distancia máxima de entrega para el equipo mecanizado es de 120 m y para equipos manuales 60 m.
- b) **Camiones de caja fija con o sin agitador.** El tiempo de entrega es de 30 a 45 min, deben usarse cubiertas protectoras y jamás agregar agua en la caja del camión. No se deben transportar mezclas con revenimiento superior a 70 mm en este tipo de vehículo.
- c) **Camiones con tambor giratorio (camiones mezcladores).** No operan cuando las mezclas son demasiado secas. Cuando se emplea este tipo de vehículos se observan los requisitos indicados en la NMX-C-155-ONNCCE.
- d) **Bandas transportadoras.** Son excelentes con mezclas plásticas (revenimiento de 60 a 80 mm) pero como son equipos especializados, se necesita consultar la información técnica del fabricante.
- e) **Bombas neumáticas o de pistones.** Su desempeño es satisfactorio con mezclas cohesivas con revenimiento entre 90 y 150 mm.

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.

Comentario:

No se recomienda depositar el concreto con impacto en cimbras, ya que se propicia la segregación. En la colocación del concreto, la altura máxima de caída libre se sugiere sea 1.5 m, excepto cuando se usan elementos amortiguadores de la caída. Se requiere evitar la formación de juntas frías entre dos capas sucesivas de concreto; para ello, es necesario que el espesor de las capas horizontales no exceda de 500 mm y que durante el vibrado de la capa superior, el vibrador penetre en la capa colocada previamente.

Es recomendable el uso de un embudo de longitud aproximada de 600 mm para lograr que el concreto baje verticalmente.

La compactación permite hacer fluir al concreto recién colocado dentro de las cimbras para llenar todo el espacio confinado por las mismas y darles la máxima compacidad posible. Para lograrlo, se requiere someterlo a vibraciones de frecuencias superiores a 3000 vibraciones por minuto. Los equipos vibradores pueden ser de inmersión, externos o de superficie, accionados por medio de electricidad, aceite a presión o gasolina.

El vibrador requiere introducirse rápidamente y extraerse del concreto con lentitud, en dirección vertical y a distancias regulares. El tiempo que el vibrador debe permanecer dentro del concreto en cada inserción depende de su consistencia; debe comenzar a extraerse en el momento en que la superficie del concreto adquiere brillo por efecto del flujo de lechada. Se debe evitar sobre vibrar el concreto, o desplazarlo lateralmente mediante la aplicación inclinada del vibrador, porque se produce segregación.

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.

Comentario:

En climas fríos, para que el concreto adquiera las propiedades mecánicas esperadas, se recomienda que el constructor coloque y mantenga la temperatura del concreto colocado arriba de los límites mínimos indicados en la tabla C15.3.7.

Tabla C15.3.7 Requisitos de temperatura para climas fríos.

Temperatura ambiente		Temperatura mínima del concreto			
		Secciones delgadas y losas sobre pisos		Secciones gruesas y concreto masivo	
K	°C	K	°C	K	°C
280 a 270	7 a -3	289	16	283	10
270 a 225	-3 a -18	291	18	286	13
Menor que 255	Menor que -18	294	21	289	16

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.

Comentario:

El curado requiere iniciarse tan pronto como sea posible, dependiendo del método elegido y material empleado. Como regla práctica, puede mencionarse que cuando el concreto recién colocado pierde su brillo superficial, debido a la pérdida del agua propia de la mezcla, debe iniciarse el curado. El tiempo

en que se presente este efecto depende básicamente de la temperatura y humedad ambiente, velocidad del viento y temperatura del concreto recién mezclado.

Siempre que la temperatura ambiente sea superior a 283 K (10°C) se puede considerar que el curado ha sido satisfactorio si se ha conservado el concreto permanentemente húmedo por lo menos 7 días.

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 traveses 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 calibrarse 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 inspeccionarse y estar limpios antes de usarse y se deben retirar con métodos y herramientas adecuados.

Las contraflechas después de la transferencia del presfuerzo deben 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 ensayos 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 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/cm²). 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

El Corresponsable en Seguridad Estructural deberá aprobar el procedimiento constructivo establecido y los planos y documentos con las secuencias y limitaciones de erección y montaje, desarrolladas en conjunto por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el constructor y el Director Responsable de Obra, con el fin de garantizar la estabilidad total de la estructura. Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados y el conjunto de la estructura, se mantengan correctamente y de forma estable en su posición, durante todas las etapas constructivas.

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, y demás componentes y elementos necesarios para la construcción deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento (según las Normas Técnicas Complementarias correspondientes), así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones. Los factores de carga serán los determinados por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En caso de ser necesario y para asegurar la estabilidad durante todas las etapas constructivas se deberán proporcionar elementos estructurales temporales o conexiones a desarrollar en etapas.

Se deberá demostrar que las conexiones de los elementos estructurales durante la construcción son seguras y estables en todo momento de modo que la transmisión de esfuerzos permita el izaje y montaje de elementos de los siguientes niveles.

Adicionalmente a las notas en los planos, el Corresponsable en Seguridad Estructural deberá aprobar los protocolos de seguridad diseñados conjuntamente por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el constructor y el Director Responsable de Obra para todas las etapas de construcción, a fin de evitar accidentes y salvaguardar vidas. Estos protocolos deberán indicar preparaciones, distancias de acercamiento y alejamiento, posiciones permitidas de personal para ayuda en maniobras de montaje, zonas de acordonamiento y prohibición, desalojos, etc.

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 $10\text{mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $3\text{ mm} + 0.03x$.
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $5\text{ mm} + 0.05t$, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $3\text{ mm} + 0.03t$.
- 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 5mm 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 $10 \text{ mm} + 0.01L$ 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 $3 \text{ mm} + 0.03d$ 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 $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.
- 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.

Comentario:

La determinación de la geometría final de un elemento prefabricado y presforzado, tomando en cuenta las tolerancias, involucra muchos factores: desde el tipo de molde (rígido, semirígido o flexible), los efectos del presfuerzo en la pieza (el acortamiento axial y la rotación de los extremos debido a la contraflecha en elementos con presfuerzo excéntrico), los efectos de temperatura, humedad, los efectos de tiempo, etc. Se recomienda revisar los documentos ACI ITG-7-09 y PCI MNL-135-00 para establecer la geometría final.

Las tolerancias no sólo se aplican a la geometría básica, sino a aberturas u orificios, alineamientos, esvíaes, posición de placas y anclajes, a las tolerancias de miembros portantes, entre otros.

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.

Comentario:

El término evaluación se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis y diseño estructural.

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.

Comentario:

Para que una rehabilitación sea exitosa, es fundamental entender el comportamiento probable de la estructura bajo evaluación. Ello implica tener la mayor y mejor cantidad de información posible, comprender el daño y su impacto en la estructura en general, además de conocer las nuevas condiciones de acciones y cargas para los que se debe revisar la seguridad estructural.

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.

Comentario:

Los ensayos para conocer las propiedades al momento de la evaluación, deberán practicarse siguiendo los métodos y especificaciones contenidos en la normas mexicanas (NMX) vigentes; en caso de no existir la norma mexicana, se permite trabajar con las normas ASTM aplicables.

En caso de requerir extracción de núcleos de concreto se deberá verificar en la norma NMX-C-155-ONNCCE la recomendación del nivel de muestreo y el número mínimo de probetas.

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.

Comentario:

La filosofía de diseño del Reglamento y de sus Normas Técnicas Complementarias se basa en que las estructuras exhiban, predominantemente, modos de comportamiento dúctil (como flexión, por ejemplo). Ello implica que los modos de comportamiento frágil no se presenten antes que ocurran los dúctiles, o bien que estén acotados mediante requisitos estrictos de resistencia y capacidad de desplazamiento.

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) Grave, 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, grave 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.

Comentario:

Estas Normas han adoptado seis niveles para clasificar la magnitud del daño. Este número permite distinguir con mayor detalle los daños cercanos al entorno de los daños intermedios (o moderados), Es recomendable aplicar esta clasificación en la evaluación post-sísmica de edificios.

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.

Comentario:

La filosofía de diseño de elementos de concreto, se basa en evitar grietas, o bien limitar su anchura a valores tolerables, considerando, la función de la estructura, tipo de acciones que soportará, localización y forma de la grieta. Para mayor información sobre tipos y causas de grietas se puede consultar la publicación ACI-224.1R.

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.

Comentario:

La capacidad remanente es un indicador útil para definir los posibles modos de falla de una estructura, así como para establecer la necesidad, o no, de rehabilitarla. Esta capacidad (de resistencia, deformación y rigidez) disminuye con el daño en el elemento y en la estructura en general. Igual decae más rápido si el modo de comportamiento es frágil, como el controlado por cortante.

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.

Comentario:

La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante, ofrece una buena idea sobre la capacidad del desempeño de la estructura, así como la comparación entre las distorsiones de entrepiso calculadas y permisibles. La densidad y distribución de columnas y muros es otro parámetro útil para tener una evaluación global rápida. Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión, se centra en minimizar la intervención, asegurar que se pueda construir y optimizar los costos. La intervención debiera considerar, entre otros aspectos: costos, tanto iniciales como a largo plazo; durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de la interacción entre ellos; mano de obra y equipos disponibles; necesidad, o no, de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación; estética; conservación del carácter histórico; y duración de la construcción. En términos generales, se recomienda que la rehabilitación disminuya o elimine irregularidades de rigidez o resistencias, minimice modificaciones de rigideces locales, y proteja elementos no estructurales vulnerables a desplazamientos o volteo.

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 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.

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.

Comentario:

Si las demandas de resistencia son muy elevadas, se podrá proponer la eliminación de pisos o masa de la edificación.

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/cm².

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 traveses que reducirán su claro significativamente.

El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm².

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.

Comentario:

Para propiciar un comportamiento monolítico entre el concreto existente y el nuevo, la superficie del elemento existente estará escarificada, y húmeda dos horas antes de la colocación del nuevo concreto, el cual conviene que sea de contracción compensada.

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 ensayos 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/cm² superior a la del concreto original.

Comentario:

Para lograr un comportamiento monolítico conviene restaurar el perfilado de la zona donde se ha retirado concreto dañado, de tal manera que el perímetro de la zona por reparar sea formado por cortes rectos, sin zonas circulares. Se requiere hacer los cortes en el concreto dañado en ángulos agudos para evitar la separación prematura del concreto de reparación. De ser posible, al retirar el concreto afectado, se recomienda dejar un espacio libre alrededor del acero de por lo menos 20 mm, permitiendo que el nuevo concreto rodee al refuerzo para lograr una adecuada adherencia.

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 de 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.

Comentario:

Un adecuado criterio para decidir si se debe inyectar una grieta en el concreto se encuentra en la referencia ACI 224.

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 ensayos para conocer la calidad del concreto.

La necesidad de los ensayos 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 realizar 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 ensayos 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”.

Comentario:

El ensaye se debe realizar en la superficie del concreto completamente libre de acabados, pinturas, polvos o cualquier material ajeno al concreto. Los datos obtenidos de la aplicación del esclerómetro no son suficientes para hacer un juicio concluyente sobre la resistencia del concreto.

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”.

Comentario:

La superficie de concreto debe estar libre de cualquier material ajeno al concreto y debe estar seca. La colocación de electrodos debe quedar fuera de la trayectoria del acero de refuerzo. Para evaluar la calidad del concreto se requiere conocer previamente el tipo de agregado grueso que forma el concreto, para decidir el criterio de clasificación, o bien hacer previamente una calibración en laboratorio del equipo, tomando como base el tipo de agregado del concreto. Como los resultados de la aplicación de este ensaye tampoco son concluyentes, se deben comparar con los resultados de otros métodos.

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 inciso 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 Petrographic Examination. Examination of Hardened Concrete”, vigente.

Comentario:

Es recomendable que este ensaye sea realizado por un petrógrafo especialista en concretos.

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, Capítulo 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 encamisado 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, 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_s , 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/cm²) 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_s , 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.

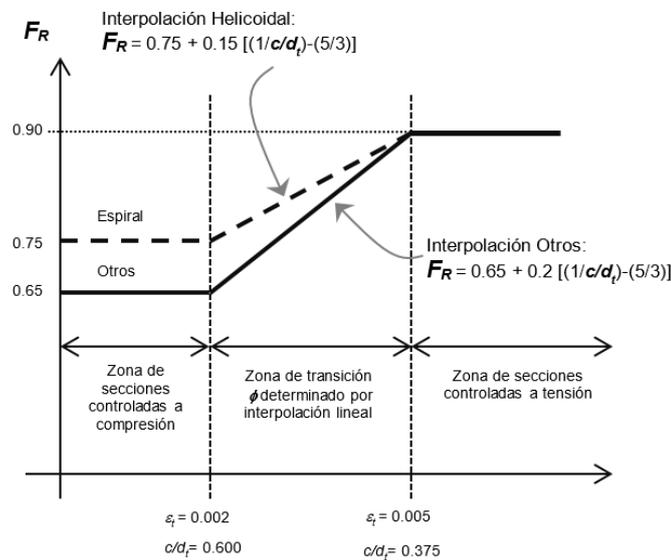
Para elementos no presforzados en flexión y elementos no presforzados con carga axial factorizada de compresión menor a $0.10f'_{c}A_g$, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor que 0.004.

El factor 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 c/d_t :

Zunchos: $F_R = 0.75 + 0.15 [(1/c/d_t) - (5/3)]$

Otros: $F_R = 0.65 + 0.2 [(1/c/d_t) - (5/3)]$

Donde c es la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro en el estado de resistencia nominal y 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

Comentario:

Se usa un factor de resistencia F_R más bajo para secciones controladas a compresión que para las secciones controladas a tensión porque las secciones controladas a compresión poseen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y, generalmente, ocurren en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controlados por tensión. A los elementos con zunchos se les asigna un factor F_R más alto que a las columnas con estribos ya que tienen mayor ductilidad.

Como se puede observar en la Figura A.1, en este Apéndice se proponen tres tipos de sección atendiendo a los tipos de falla en elementos de concreto a flexión y a flexocompresión. Aquellos en las que el acero de tensión ha fluido en forma amplia antes de alcanzar la deformación unitaria de falla del concreto a compresión; este tipo de falla se denomina en tensión. Otras en las que se alcanza la deformación unitaria de falla del concreto antes de que fluya el acero de refuerzo; este tipo de falla se denomina en compresión. Y aquellos intermedios que quedan entre los límites anteriores.

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_{s_i}	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_{sp}	área del refuerzo presforzado en un tirante, cm^2
A_{ns}	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 compresión 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 *Bernoulli*), 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.

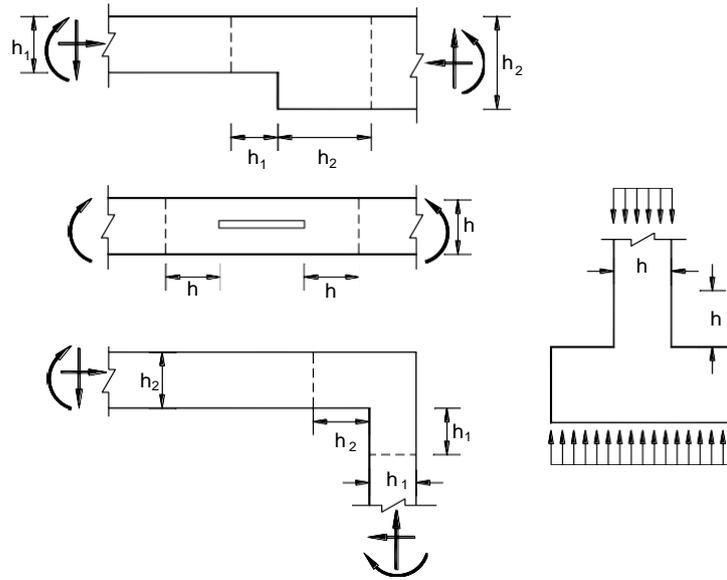
La falla de los modelos de puntales y tensores puede ocurrir por :

- 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.

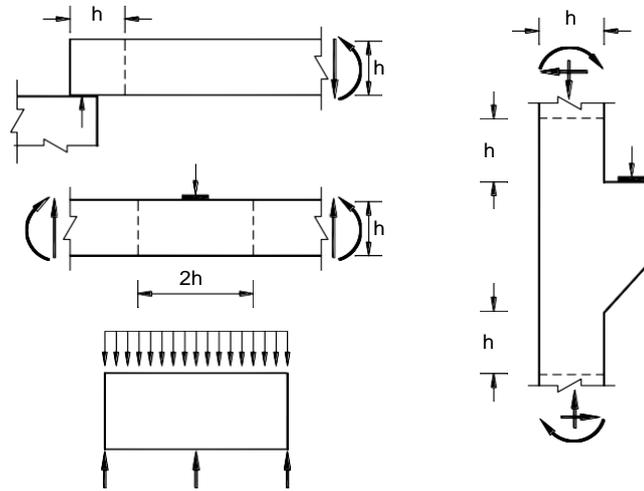
Las zonas nodales y los puntales alcanzan sus resistencias cuando las fuerzas a compresión que actúan en los extremos de los puntales o en las caras de las zonas nodales alcanzan la resistencia efectiva a compresión f_{cu} . Los tensores la alcanzan cuando fluye el acero que los constituye. La falla 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 $\arctan (h/2h) = 26.5^\circ$, redondeado a 25° , figura B.2.

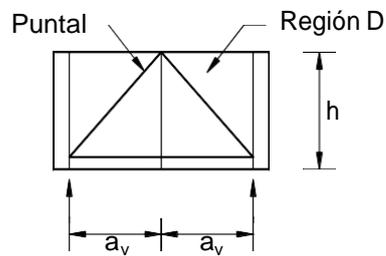


a) Discontinuidad geométrica

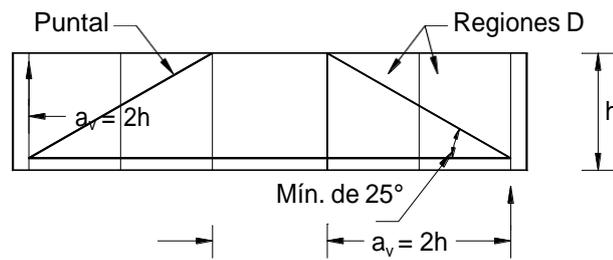


b) Discontinuidad geométrica y en cargas

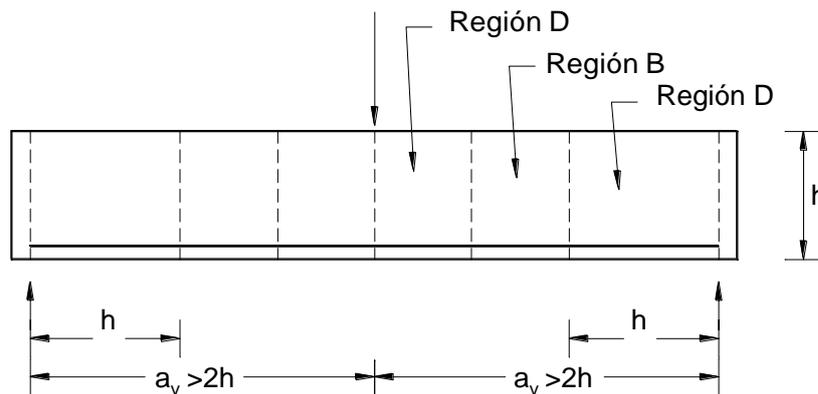
Figura B.1 Regiones D y discontinuidades



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.

Comentario:

Para el equilibrio en el modelo puntal-tensor, deben actuar al menos tres fuerzas en un nodo, como se aprecia en la figura CB.3.1. Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estas fuerzas. Un nodo C-C-C resiste tres fuerzas de compresión, un nodo C-C-T resiste dos fuerzas de compresión y una fuerza de tensión y así sucesivamente.

Puntal. Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Comentario:

En diseño, los puntales son generalmente idealizados como elementos prismáticos en compresión, como lo señala la línea recta en el esquema de los puntales de las figuras B.2 y B.4. Si la resistencia efectiva a la compresión f_{ce} difiere en los dos extremos de un puntal, ya sea debido a diferentes resistencias de la

zona nodal o a las diferentes longitudes de apoyo, el puntal es idealizado como un elemento a compresión de ancho variable.

Puntal en forma de botella. Un puntal que es más ancho en el centro que en sus extremos.

Comentario:

Un puntal en forma de botella es un puntal colocado en una parte de un elemento donde el ancho del concreto en el centro puede aumentar lateralmente. Las líneas curvas punteadas de los puntales de la figura B.4 y las líneas curvas de la figura CB.3.2 se aproximan a los límites de los puntales en forma de botella.

Para simplificar el diseño de los puntales en forma de botella se idealizan ya sea en forma prismática o de ancho variable, y se proporciona un refuerzo para el control de agrietamiento de acuerdo con B.5.2 para que resista la tensión transversal. La cantidad de refuerzo de confinamiento transversal puede calcularse usando el modelo puntal-tensor descrito en la figura CB.3.2.b) con los puntales que representan la expansión de la fuerza de compresión actuando con una pendiente 1:2 con respecto al eje de la fuerza de compresión aplicada. De manera alternativa puede emplearse la ecuación B.5.3 cuando f'_c no exceda 42 MPa (420 kg/cm²). El área de la sección transversal A_c del puntal en forma de botella se toma como la menor de las áreas de las secciones transversales de los dos extremos del puntal. (Véase la figura CB.3.2.a).

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.

Comentario:

En general, cualquier porción de un elemento por fuera de las regiones D es una región B.

Región D. La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza o una discontinuidad geométrica.

Comentario:

La hipótesis de secciones planas no es aplicable en estas regiones.

Cada claro de cortante de la viga de la figura B.2.a) es una región D.

Si existe una región B entre regiones D en un claro de cortante, como se aprecia en la figura B.2.c), la resistencia del claro de cortante se encuentra determinada por la resistencia de la región B, si las regiones B y D poseen una geometría y refuerzo similar. Esto se debe a que la resistencia a cortante de la región B es menor que la resistencia a cortante de una región D comparable. Los claros de cortante que contienen regiones B (caso usual en el diseño de vigas) se diseñan para fuerza cortante usando los procedimientos tradicionales ($V_R = V_{cR} + V_{sR}$), ignorando las regiones D.

Tensor. Un elemento a tensión.

Comentario:

Un tensor consiste en refuerzo o acero presforzado más una porción del concreto que lo rodea y que es colineal con el eje del tensor. El concreto adyacente se incluye para definir la zona en la cual deben anclarse las fuerzas de los puntales y tensores. En un tensor, se desprecia la contribución del concreto para resistir la fuerza axial. Aunque no se considera en el diseño, el concreto adyacente reduce los alargamientos del tensor, especialmente al ser sometido a cargas de servicio.

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.

Comentario:

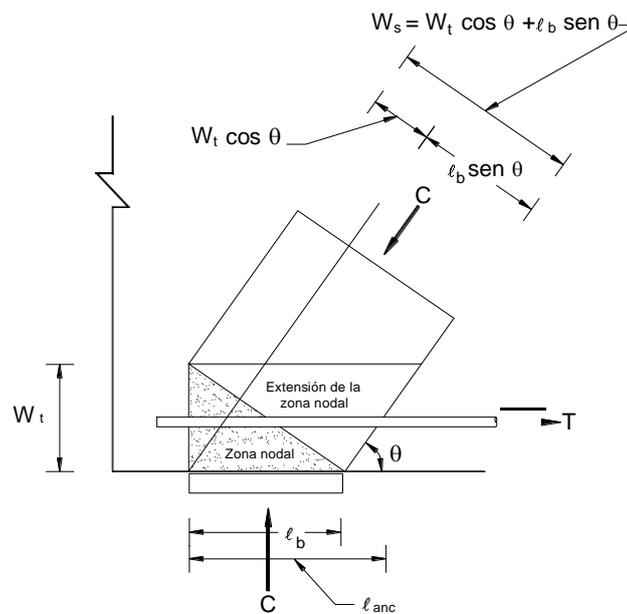
La figura CB.5.1.a muestra una zona nodal C-C-C. Si los esfuerzos en las caras de la zona nodal son iguales en los tres puntales, la relación de las longitudes de los lados en la zona nodal, w_{n1} , w_{n2} y w_{n3} tiene las mismas proporciones que las tres fuerzas C_1 , C_2 y C_3 . Las caras de una zona nodal hidrostática son perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en la zona nodal.

Una zona nodal C-C-T puede ser representada como una zona nodal hidrostática si se supone que el tensor se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una placa en el lado extremo del nodo, como lo muestra la figura CB.5.1.b, siempre que el tamaño de la placa tenga como resultado esfuerzos de apoyo iguales a los esfuerzos en los puntales. La placa de apoyo del lado izquierdo de la figura CB.5.1.b se usa para representar un anclaje de tensor real. La fuerza del tensor puede ser anclada por una placa, o a través del desarrollo de barras rectas como se aprecia en la figura CB.5.1.c, o con gancho.

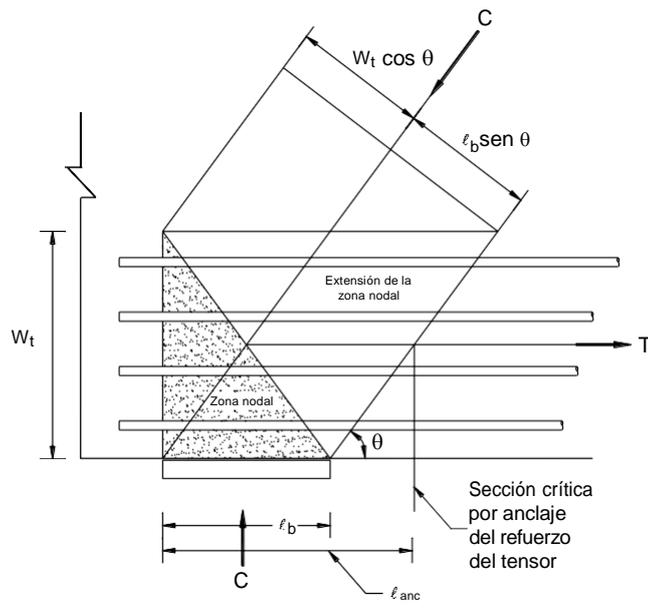
Zona nodal extendida. Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s , y el ancho efectivo del tensor, w_t , figura B.3.

Comentario:

En la zona nodal de la figura CB.3.2.a), la reacción R equilibra las componentes verticales de las fuerzas C_1 y C_2 . Con frecuencia, los cálculos son más fáciles si la reacción R se divide en R_1 , que equilibra el componente vertical C_1 , y R_2 que equilibra la componente vertical de la fuerza C_2 , como se muestra en la figura CB.3.2.b).



a) Una capa de acero



b) Acero distribuido

Figura B.3 Zona extendida del nodo mostrando el efecto de la distribución de las fuerzas

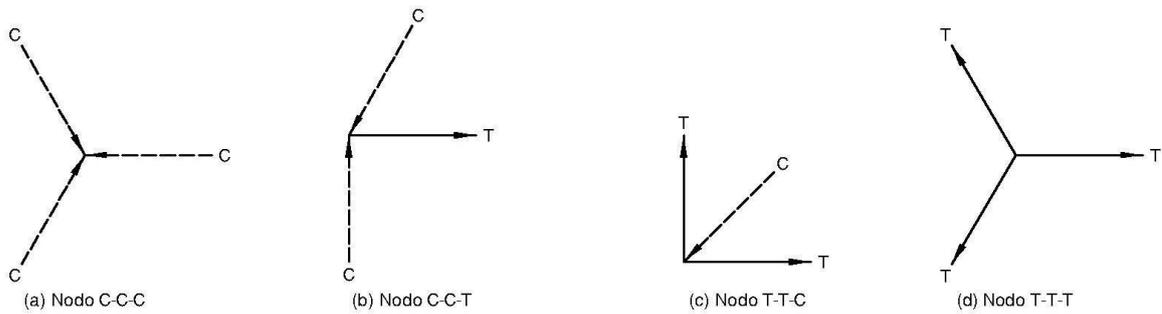


Figura CB.3.1 Clasificación de nodos

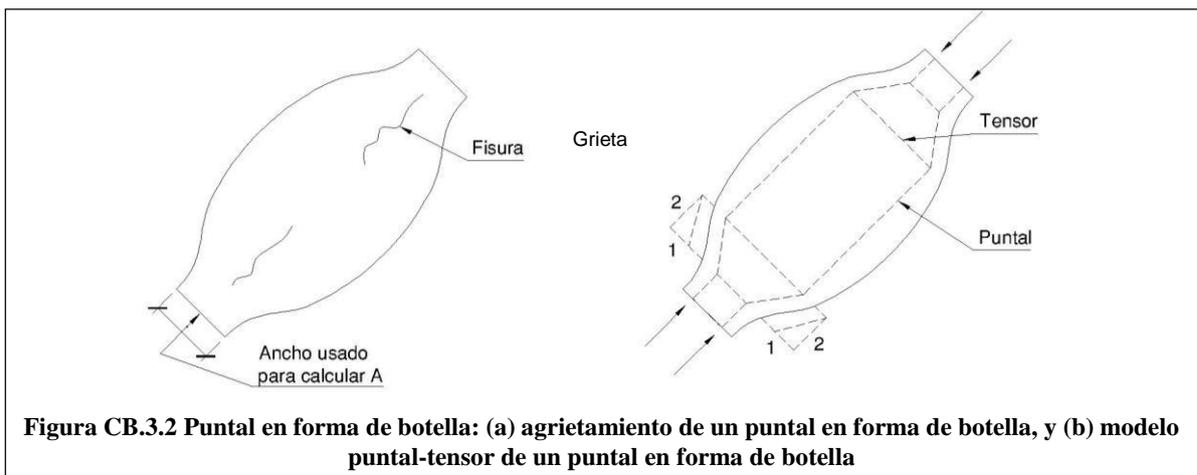


Figura CB.3.2 Puntal en forma de botella: (a) agrietamiento de un puntal en forma de botella, y (b) modelo puntal-tensor de un puntal en forma de botella

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.

Comentario:

El modelo de armadura descrito en B.4.1 se refiere a un modelo puntal-tensor. El diseño de una región D incluye los siguientes cuatro pasos:

1. Definir y aislar cada región D;

2. Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región D;

3. Seleccionar un modelo de armadura para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan, respectivamente y de manera aproximada, con los ejes de los campos de compresión y de tensión. Se calculan luego las fuerzas en los puntales y tensores.

4. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las fuerzas del inciso 3 y las resistencias efectivas del concreto definidas en B.5.2 y B.7.2, y se diseña el refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en B.6.1. El refuerzo debe anclarse en las zonas nodales.

Los modelos puntal-tensor permiten revisar estados límite de resistencia. El proyectista revisará también los estados límite de servicio. Las deflexiones de las vigas de gran peralte o de elementos similares pueden ser estimadas usando un análisis elástico considerando cargas de servicio.

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.

Comentario:

Los puntales, tensores y zonas nodales que conforman el modelo puntal-tensor tienen todos un ancho finito que debe tenerse en cuenta al seleccionar las dimensiones de la armadura. La figura CB.4.1.a) muestra un nodo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado. Si los esfuerzos son iguales en los tres puntales, puede emplearse una zona nodal hidrostática y los anchos de los puntales estarán en proporción a las fuerzas en los puntales.

Si actúan más de tres fuerzas en una zona nodal, en una estructura de dos dimensiones, como se aprecia en la figura CB.4.1.b), generalmente es necesario resolver alguna de las fuerzas para terminar con tres fuerzas que se intersecten. Las fuerzas del puntal que actúan sobre las caras A-E y C-E en la figura CB.4.1.b) pueden ser reemplazadas con una fuerza que actúe sobre la cara A-C. Esta fuerza pasa a través del nodo en D.

Alternativamente, el modelo puntal-tensor puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nodo en D, como se muestra en la figura CB.4.1.c). En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del Nodo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del Punto D, como se aprecia en la figura CB.4.1.d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento, se puede requerir de un refuerzo transversal para evitar un hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto puede ser modelado usando un modelo puntal-tensor transversal.

B.4.3. 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.4.4. 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.4.5. Se permite que los tensores se crucen con puntales o con otros tensores.

B.4.6. 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° .

Comentario:

El ángulo entre los ejes de los puntales y tensores que actúan en un nodo debe ser lo suficientemente grande para mitigar el agrietamiento y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores que se producen. La limitación de la abertura del ángulo impide modelar la zona del claro de cortante en las vigas esbeltas usando puntales inclinados a menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal.

B.4.7. El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en la relación:

$$F_R F_n \geq F_u \quad (B.4.1)$$

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 resistencia para cortante definido en la sección 3.6.

Comentario:

Las cargas de diseño (que incluyen el factor de carga) se aplican al modelo puntal-tensor, y luego se calculan las fuerzas en todos los puntales, tensores y zona nodales. Si existen varios casos de cargas, cada uno debe ser investigado. Los modelos puntal-tensor se analizan para los distintos casos de carga. El diseño final de los puntales, tensores y zonas nodales será para el caso de carga particular más desfavorable para cada uno de ellos. Los modelos deben de corresponder a los potenciales modos de falla como se ilustra en la figura CB.4.2.

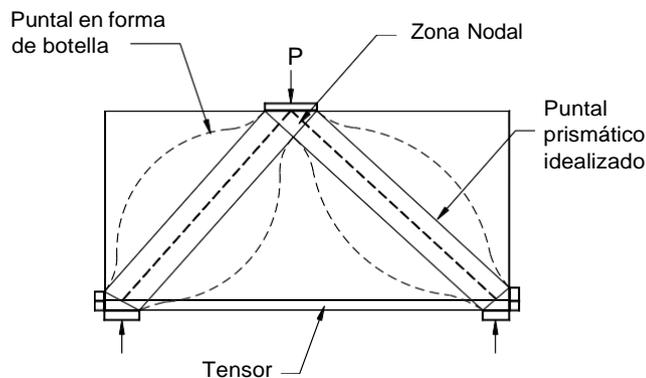


Figura B.4 Descripción de un modelo puntal-tensor

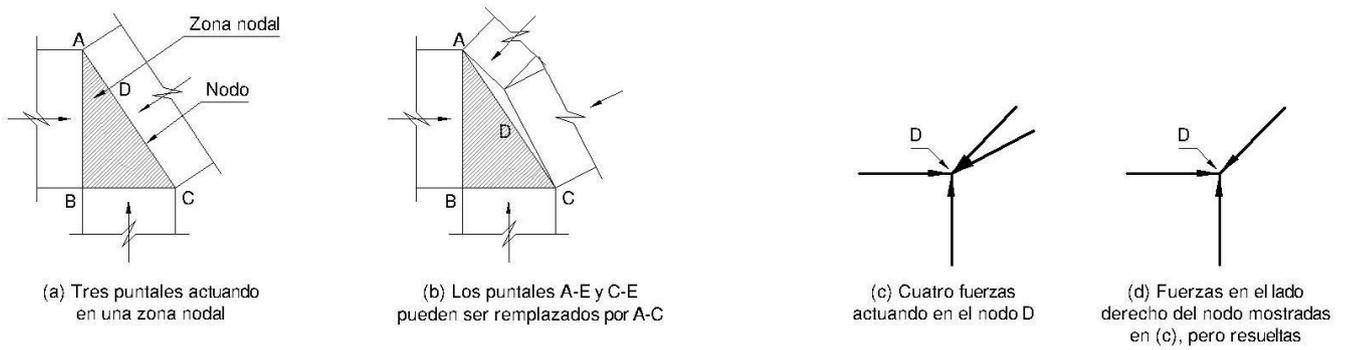


Figura CB.4.1 Descomposición de las fuerzas en una zona nodal

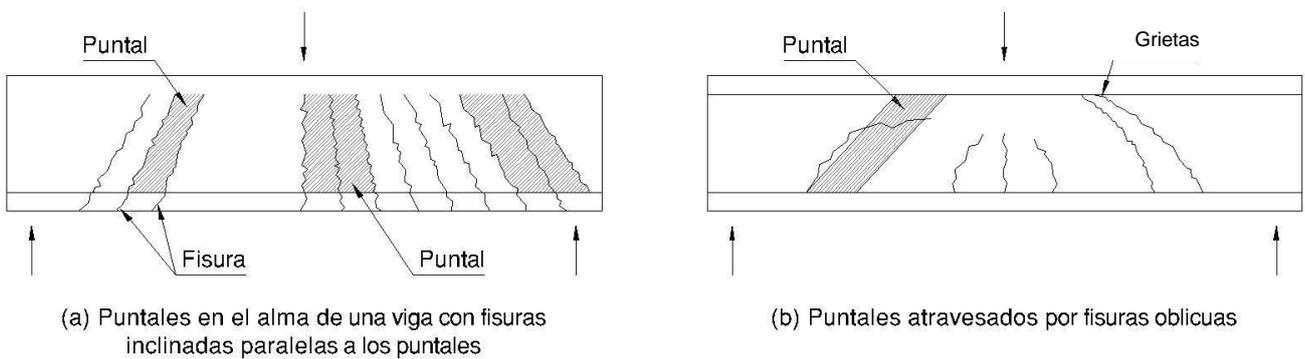


Figura CB.4.2 Tipo de puntales

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:

$$F_n = f_{ce} A_{cs} \quad (\text{B.5.1})$$

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.

Comentario:

El ancho de un puntal w_s usado para calcular A_{cs} es la menor dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en la figuras CB.5.1 y B.3.a). En las estructuras de dos dimensiones, como vigas de gran peralte, el espesor de los puntales puede ser tomado como el ancho del elemento.

B.5.2 La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce} , en un puntal debe ser:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c' \quad (\text{B.5.2})$$

Comentario:

El coeficiente de resistencia, $0.85 f_c'$, en la ecuación B.5.2, representa la resistencia efectiva del concreto bajo compresión sostenida.

donde:

$\beta_s = 1.0$ para puntales de sección transversal uniforme a lo largo de toda su longitud.

Comentario:

Este valor de $\beta_s = 1.0$ se aplica a un puntal equivalente al bloque rectangular de esfuerzos en la zona comprimida en una viga o columna.

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):

$\beta_s = 0.75$ con el refuerzo mínimo especificado en B.5.4,

$\beta_s = 0.60$ sin el refuerzo mínimo especificado,

Comentario:

Estos valores $\beta_s = 0.75$ o 0.60 , se aplican a los puntales en forma de botella, como lo muestra la figura B.4. La expansión interna lateral de las fuerzas de compresión puede llevar a un agrietamiento paralelo al eje del puntal cerca de sus extremos, como se muestra en la figura CB.3.2.b. El refuerzo colocado para resistir la fuerza de hendimiento restringe el ancho de la fisura, permite que el puntal resista más fuerza axial y permite cierta redistribución de la fuerza.

$\beta_s = 0.40$ para los puntales en elementos sometidos a tensión, o patines en tensión de los elementos.

Comentario:

Este valor de $\beta_s = 0.40$ se aplica, por ejemplo, a puntales de compresión en un modelo puntal-tensor usado para diseñar el refuerzo longitudinal y transversal de los patines en tensión de las vigas, vigas cajón y muros. Un valor bajo de β_s refleja que esos puntales necesitan transferir la compresión a través de fisuras en una zona en tensión.

$\beta_s = 0.60$ para todos los demás casos.

Comentario:

Este valor de $\beta_s = 0.60$ se usa en aplicaciones de puntales que no se encuentran incluidos en los antes descritos. Ejemplo de esto son los puntales en un campo de compresión en el alma de una viga donde es posible que las fisuras diagonales paralelas dividan el alma en puntales inclinados, y que los puntales estén cruzados por fisuras en un ángulo con respecto a los puntales (véase la figura CB.5.1.a) y b). Por lo que se proporciona un límite razonablemente bajo de β_s .

B.5.3 Si se emplea el valor de $\beta_s = 0.75$ 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.

Comentario:

El refuerzo exigido por B.5.3 se relaciona con la fuerza de tensión en el concreto debido a la expansión del puntal, como se muestra en el modelo puntal-tensor de la figura CB.3.3.b). Esta sección permite el uso de modelos locales de puntal-tensor para calcular la cantidad de refuerzo transversal necesario en un puntal dado. Se puede suponer que las fuerzas de compresión en el puntal se expanden en una pendiente 2:1 como se muestra en la figura CB.3.3.b). Para resistencias especificadas del concreto que no excedan los 42 MPa (420 kg/cm²), la cantidad de refuerzo requerido por la ecuación B.5.3 se considera que satisface lo especificado en el inciso B.5.3.

B.5.4 Para f_c' no mayor a 42 MPa (420 kg/cm²), 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:

$$\sum \frac{A_{si} \text{sen } \alpha_i}{b_s s_i} \geq 0.003 \quad (\text{B.5.3})$$

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_i con respecto al eje del puntal, figura B.5.

Comentario:

La figura B.5 muestra dos capas de refuerzo que cruzan un puntal fisurado. Si la fisura se abre sin deslizamiento por cortante a lo largo de la fisura, las barras en la capa i en la figura causará un esfuerzo perpendicular al puntal igual a

$$\frac{A_{si} f_{si}}{b s_i} \operatorname{sen} \alpha_i$$

donde el subíndice i toma los valores 1 y 2 para las barras verticales y horizontales respectivamente, como se muestra en la figura B.5. La ecuación B.5.3 está escrita en términos de una cuantía de refuerzo en lugar de un esfuerzo para simplificar los cálculos.

Con frecuencia el refuerzo de confinamiento dado en B.5.3 es difícil de colocar en estructuras tridimensionales como en los cabezales de pilotes. Si no se proporciona este refuerzo, se usa el valor de f_{ce} calculado con $\beta_s = 0.6$, de acuerdo con B.5.2.

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° .

Comentario:

En una ménsula con una relación claro de cortante-altura menor a 1.0, el refuerzo de confinamiento necesario para satisfacer B.5.3 generalmente se coloca en forma de estribos horizontales atravesando el puntal inclinado en compresión, como se ve en la figura CB 4.1.a).

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.

Comentario:

En el diseño de zonas de anclaje de los tensores para el concreto presforzado, a veces se usa el confinamiento para mejorar la resistencia a la compresión de los puntales en la zona local.

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:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (\text{B.5.4})$$

Comentario:

La resistencia adicionada por el refuerzo está dada por el último término de la ecuación B.5.4. El esfuerzo f'_s en el refuerzo en un puntal en el estado de resistencia nominal, puede obtenerse de las deformaciones del puntal cuando el puntal se aplasta. Para el refuerzo grado 280 o 420 MPa f'_s puede tomarse como f_y .

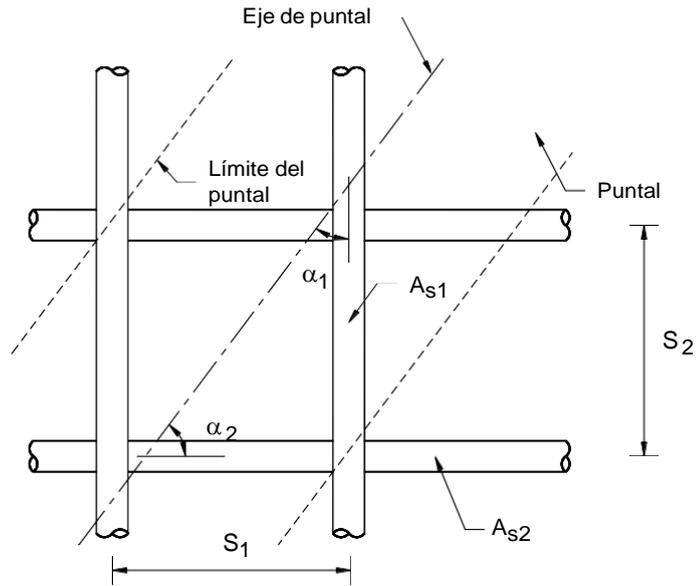


Figura B.5 Refuerzo cruzando un puntal

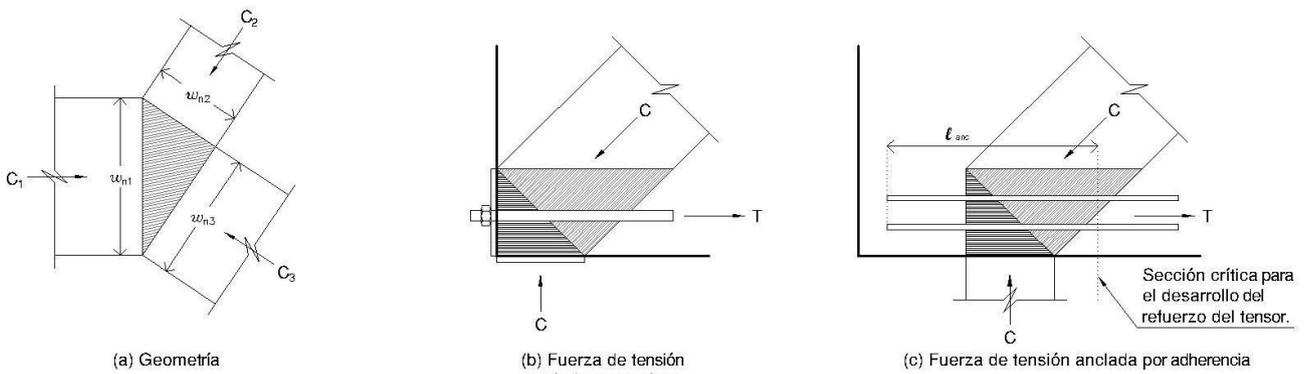


Figura CB.5.1 Nodos hidrostáticos

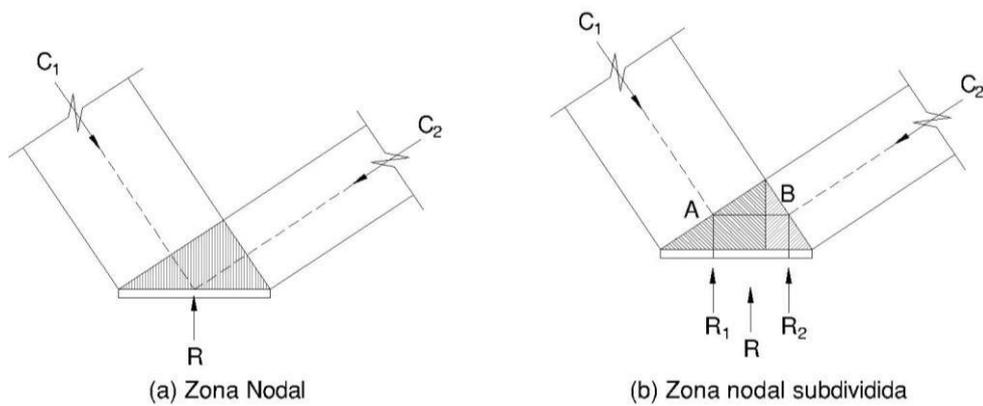


Figura CB.5.2 Subdivisión de la zona nodal

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/cm²) para el refuerzo presforzado adherido, o 70 MPa (700 kg/cm²) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_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.

Comentario:

El ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño W_t puede variar entre los límites siguientes, dependiendo de la distribución del refuerzo del tensor:

- a) Si las barras en el tensor se encuentran en una sola capa, el ancho efectivo del tensor puede ser tomado como el diámetro de las barras en tensor más dos veces el recubrimiento con respecto a la superficie de las barras, como se aprecia en la figura B.3.a), y
- b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculada como

$$W_{t,max} = F_{nt} / (f_{cc} b_s)$$

donde f_{cc} se calcula para la zona nodal dada en B.7.2. Si el ancho del tensor excede el valor de a), el refuerzo del tensor debe distribuirse aproximadamente uniforme sobre el ancho y altura de tensor, como se ve en la figura B.3.b).

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 6.1.

Comentario:

Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nodos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran peralte. El refuerzo en un tensor debe anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras en el tensor y las extensiones ya sea del contorno del puntal o del área de apoyo. Esta longitud es l_{anc} . En la figura B.3.a) y b), esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el centroide del refuerzo del tensor. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo el refuerzo a través de la zona nodal como se muestra en la figura CB.3.1.c), y desarrollándola más allá de la zona nodal. Si el tensor es anclado usando ganchos de 90 grados, los ganchos deben estar confinados dentro del refuerzo que se extiende en la viga desde el elemento de apoyo para evitar el agrietamiento a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

La figura CB.6.1 muestra dos tensores anclados a una zona nodal. Se requiere desarrollarlos a partir de donde el centroide del tensor atraviesa el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de desarrollo del refuerzo del tensor puede ser reducido a través de ganchos, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras más pequeñas.

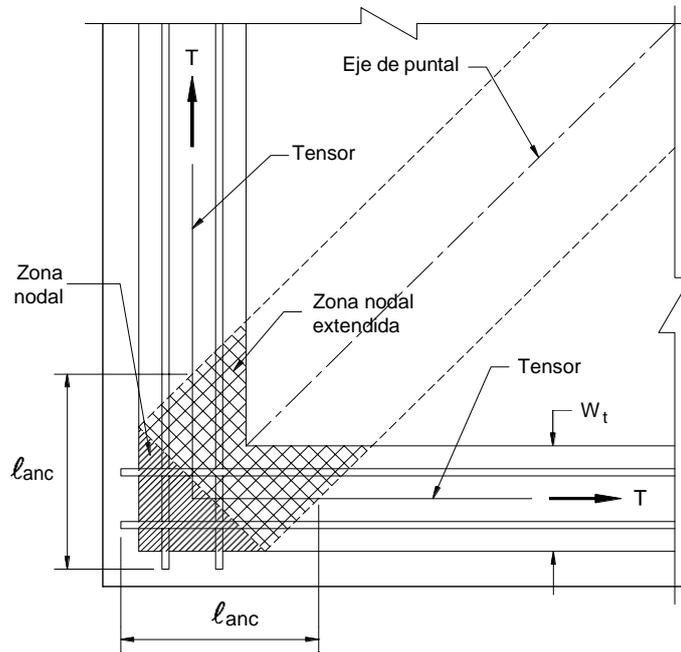


Figura B.6 Zona nodal extendida anclada a dos tensores

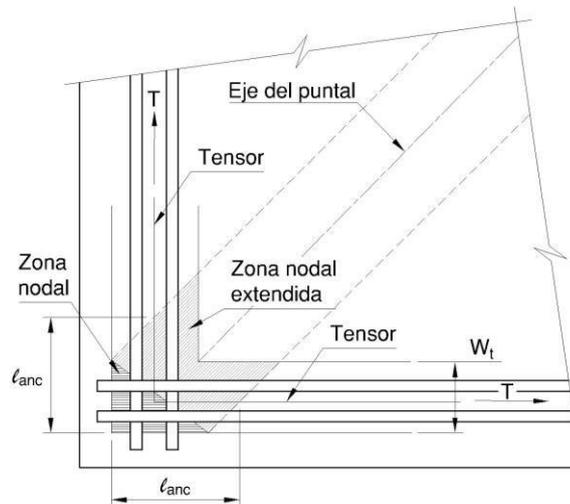


Figura CB.6.1 Zona nodal extendida de anclaje de dos barras

B.7 Resistencia de las zonas nodales

B.7.1 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (B.7.1)$$

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.

Comentario:

Si los esfuerzos en todos los puntales que se encuentran en un nodo son iguales, se puede utilizar en una zona nodal hidrostática (figura CB.5.1). Las caras de esa zona nodal son perpendiculares al eje de los puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que los esfuerzos principales en los puntales y tensores actúan paralelamente a sus ejes, los esfuerzos en las caras perpendiculares a esos ejes constituyen los esfuerzos principales, y se usa B.7.1.a. Si como lo señala la figura B.3.b), la cara de una zona nodal no se encuentra perpendicular al eje del puntal, se producen tanto fuerzas de cortante como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Típicamente, estos esfuerzos se reemplazan por el esfuerzo normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_c del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal, como se indica en B.7.1.a).

En algunos casos B.7.1.b) exige que los esfuerzos sean revisados en una sección a través de una zona nodal subdividida. Los esfuerzos se verifican en la menor sección que sea perpendicular a la fuerza resultante en la zona nodal. En la figura CB.5.2.b), la cara vertical que divide a la zona nodal en dos partes es sometida a esfuerzos causados por la fuerza resultante que actúa a lo largo de A-B. El diseño de la zona nodal se encuentra determinado por la sección crítica de los incisos B.7.1.a) o B.7.1.b), la que conduzca al mayor esfuerzo.

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:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \quad (\text{B.7.2})$$

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.

Comentario:

Los nodos en los elementos en dos dimensiones como vigas de gran peralte, pueden ser clasificados como C-C-C si todos los elementos que se intersectan en el nodo se encuentran en compresión; como nodos, C-C-T si uno de los elementos que actúa en el nodo se encuentra en tensión, y así sucesivamente, como se aprecia en la figura CB.3.1. La resistencia efectiva a la compresión en una zona nodal está dada por la ecuación B.7.2, modificada por B.7.2.a) al B.7.2.c) que se aplican a los nodos C-C-C, C-C-T y C-T-T o T-T-T respectivamente.

Los valores β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tensión en los tensores y deformación de compresión en los puntales. El esfuerzo en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no debe exceder el valor dado en la ecuación B.7.2 modificada según los incisos B.7.2.a) al B.7.2.c).

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.

Comentario:

Esta descripción de la forma y orientación de las caras de las zonas nodales se introduce para simplificar los cálculos de la geometría de un modelo puntal-tensor tridimensional.

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.

Comentario:

El arco es un tipo de estructura diferente a las edificaciones comunes que se construyen en la Ciudad de México. Los arcos resisten las cargas primordialmente a compresión y resultan en reacciones tanto verticales como de coceo. Su uso en edificación ya no es tan común.

Los cascarones o membranas son un tipo de estructura de capa delgada o espesor pequeño, de superficie, generalmente curva y que transmite cargas por fuerza axial y cortante. Sus características de funcionamiento estructural son similares a cables. Se consideran estructuras especiales y su enfoque, tanto para su análisis como para su diseño, es distinto que para las edificaciones comunes. No es usual que se construyan estructuras a base de membranas en la Ciudad de México.

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.

Comentario:

En el inciso 3.2.1 de estas Normas se estableció que para llevar a cabo análisis no lineales puede usarse el enfoque conocido como de plasticidad concentrada acumulando el daño en los extremos de los elementos estructurales, representado en la figura 3.2.1. Otro enfoque es el conocido como de plasticidad distribuida distribuyendo el daño a lo largo de los elementos, sin embargo se requiere el uso de softwares específicos con las herramientas necesarias. El primero es más sencillo de aplicar y se ha visto que proporciona resultados suficientemente precisos cuando se comparan con ensayos experimentales (Carpio, 2019). En general, el procedimiento de modelado de elementos de concreto reforzado para análisis no lineales mediante el enfoque de plasticidad concentrada comprende las siguientes etapas.

a) Se obtiene, en forma analítica o experimental una curva básica (backbone, en inglés) como la de la figura 3.6.1, que puede ser momento-curvatura o momento-rotación; se le puede llamar fuerza generalizada-desplazamiento generalizado. Estas curvas corresponden a cálculos o ensayos monótonos; deben ser ajustados para tomar en cuenta la repetición de cargas.

b) Se plantea un modelo de histéresis para tomar en cuenta que las fuerzas no son monótonas sino repetidas y que cambian de signo. Los modelos de histéresis más usados son el de bilineal con resistencia límite, el de pico orientado y el de adelgazamiento (Ibarra, 2005).

c) Se introducen parámetros que toman en cuenta el deterioro del elemento. Se han establecido cuatro fuentes de deterioro. El deterioro de la resistencia básica, en el que ésta disminuye en cada ciclo de histéresis aunque no se haya alcanzado la resistencia máxima. El de la resistencia en la rama descendente de la gráfica fuerza-desplazamiento, más acentuada que la anterior. El de la rigidez de descarga, en el que la rigidez en las ramas de descarga va disminuyendo en cada ciclo de histéresis. Y el de la rigidez por recarga acelerada, que consiste en que en cada ciclo de recarga, se alcanza un punto de la curva básica situado a la derecha del punto del ciclo anterior, cuando la recarga se hace en forma acelerada.

Algunos programas de análisis estructural, como el OpenSees, tienen incluidos modelos de deterioro como los descritos. Con estos programas se han podido reproducir con buena aproximación gráficas fuerza-desplazamiento obtenidas experimentalmente por varios autores (Carpio, 2019).

El otro enfoque mediante plasticidad distribuida es el de utilizar gráficas esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado y del acero de refuerzo y asignárselas a pequeñas fibras transversales y longitudinales del elemento, estas fibras son integradas numéricamente sobre la sección transversal para obtener esfuerzos resultantes (fuerzas axiales y momentos).

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.

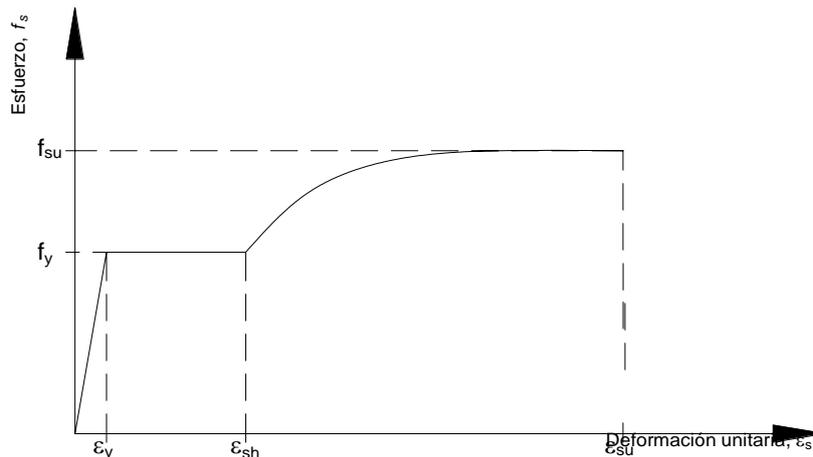


Figura D.1.1. Modelo elastoplástico del acero de refuerzo con endurecimiento curvo.

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 ε_s es la deformación de la barra de refuerzo, calculándose el esfuerzo en este intervalo de deformaciones con:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (D.1.1)$$

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:

$$f_s = f_y \quad (D.1.2)$$

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:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^F \quad (D.1.3)$$

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}} \quad (D.1.4)$$

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 las ecuaciones D.1.3 y D.1.4 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 substituirse el término f'_c por la resistencia media del concreto \bar{f}_c ya que los análisis inelásticos se llevan a cabo con los valores reales esperados.

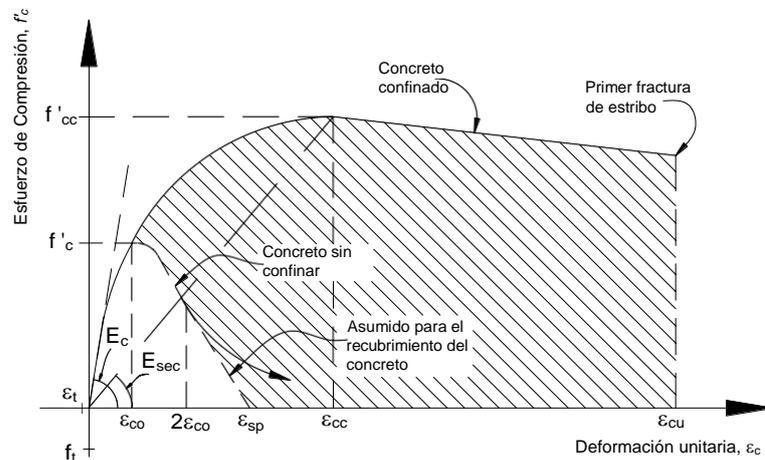


Figura D.1.2. Gráfica esfuerzo-deformación del concreto sin confinar y confinado

El esfuerzo a compresión f_c estará dado por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \chi^r}{r - 1 + \chi^r} \quad (D.1.5)$$

donde:

$$\chi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (D.1.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_{c-} \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (D.1.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (D.1.8)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 fl}{f'_c}} - 2 \frac{fl}{f'_c} \right) \quad (D.1.9)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_{st} f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (D.1.10)$$

- 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, 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:

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (D.1.11)$$

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} f_y \quad (D.1.12)$$

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 A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c .
- ρ_{st} Cuantía transversal.
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Para secciones rectangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (D.1.13)$$

$$fl_x = k_e \rho_x f_y = k_e \frac{A_{sx}}{s d_c} f_y \quad (D.1.14)$$

$$fl_y = k_e \rho_y f_y = k_e \frac{A_{sy}}{s b_c} f_y \quad (D.1.15)$$

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 A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c .
- ρ_{sx} Cuantía transversal en dirección x .

ρ_{sy} Cuantía transversal en dirección y.

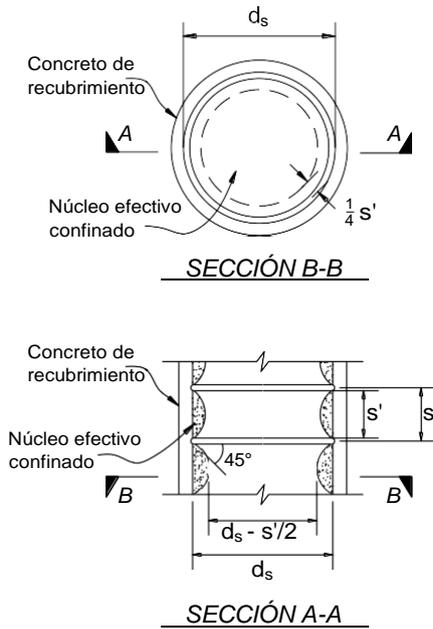


Figura D.1.3. Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo circulares.

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección f_{lx} , f_{ly} 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.

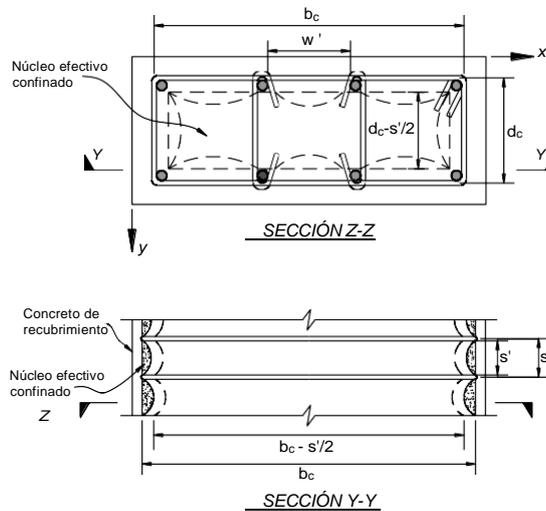


Figura D.1.4. Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo rectangulares.

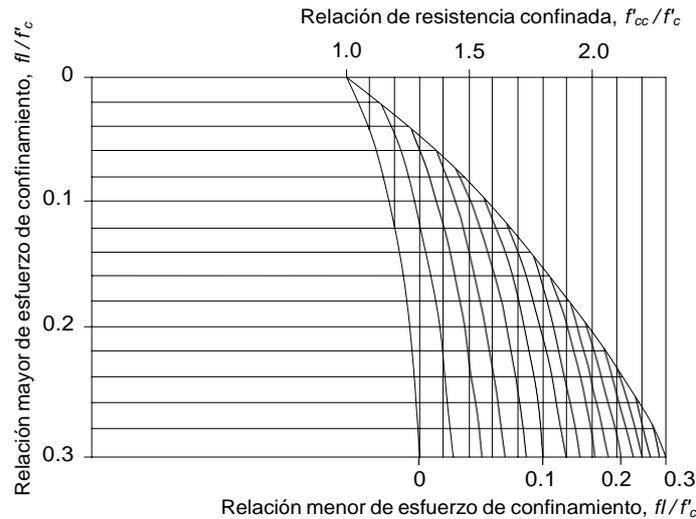


Figura D.1.5. Determinación de resistencia confinada a partir del esfuerzo de confinamiento lateral para secciones rectangulares.

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 de 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.

Comentario:

Para intervalos elevados de deformaciones, el enfoque momento-curvatura tiene limitaciones, ya que las hipótesis usuales para flexión y flexocompresión, especialmente la de secciones planas antes y después de la deformación, dejan de ser válidas. Además, se presentan otros fenómenos, como el deslizamiento de las barras de refuerzo por pérdida de adherencia o el de deformaciones por tensión diagonal, que modifican los resultados teóricos. Por esta razón, se establece la limitación de utilizar este enfoque para casos en que no se excedan los límites de distorsión de la tabla 4.2.1 de la norma de sismos. Si se requiere obtener diagramas fuerza-deformaciones para grandes deformaciones o inclusive para la rama descendente de los diagramas puede usarse el método general del comentario inicial de este apéndice.

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 (ϵ_{um}, f_{um}).

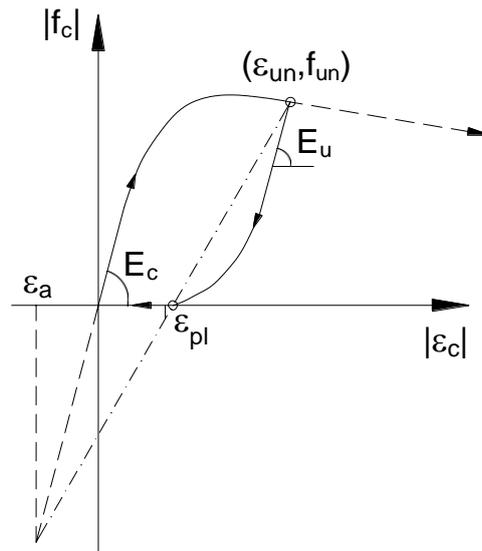


Figura D.1.6. Curva esfuerzo deformación para una rama de descarga y determinación de una deformación plástica ε_{pl} de una deformación común ε_a

La deformación plástica ε_{pl} se presenta en la pendiente secante de la descarga que a su vez es dependiente de la de deformación

(D.1.16)

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_{un} \varepsilon_{cc}}$$

La constante a será el máximo valor de:

$$a = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}} \quad (D.1.17)$$

ó

$$a = \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \quad (D.1.18)$$

La deformación plástica en la línea secante entre ε_a y ε_{un} se calculará con:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a)f_{un}}{(f_{un} + E_t \varepsilon_a)} \quad (D.1.19)$$

La curva de descarga mostrada en la figura D.1.6, queda definida por la ecuación:

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un} \chi r}{r - 1 + \chi r} \quad (D.1.20)$$

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (D.1.21)$$

en la cual:

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (D.1.22)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (D.1.23)$$

donde E_u es el módulo de elasticidad al inicio de la descarga y será:

$$E_u = bcE_c \quad (D.1.24)$$

donde:

$$b = \frac{f_{un}}{f'_c} \geq 1 \quad (D.1.25)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}}\right)^{0.5} \leq 1 \quad (D.1.26)$$

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.

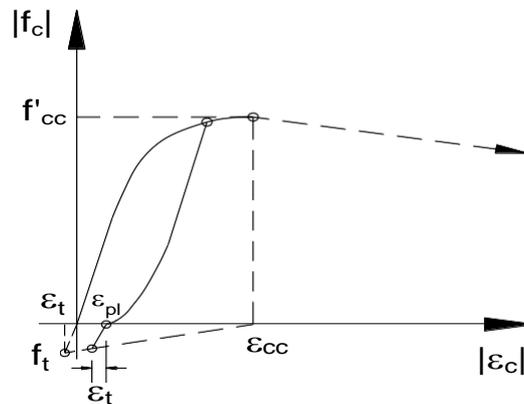


Figura D.1.7. Deterioración asumida en la resistencia a tensión del concreto debido a una carga de compresión a priori.

$$f_t = fl \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}}\right) \quad (D.1.27)$$

Si $\varepsilon_{pl} < \varepsilon_{cc}$ entonces $f_t = 0$. De este modo la relación esfuerzo-deformación se convierte:

$$f_t = E_t(\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \quad (D.1.28)$$

donde:

$$E_t = \frac{f_t}{\varepsilon_t} \quad (D.1.29)$$

y

$$\varepsilon_t = \frac{fl}{E_c} \quad (D.1.30)$$

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:

$$f_{new} = 0.92f_{un} + 0.08f_{ro} \quad (D.1.31)$$

Una curva de transición parabólica es usada entre la relación lineal:

$$f_c = f_{ro} + E_r(\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (D.1.32)$$

donde:

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (D.1.33)$$

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:

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f'_{cc}}{f'_c}\right)} \quad (D.1.34)$$

La curva de transición parabólica se describe por:

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + Ax^2 \quad (D.1.35)$$

donde:

$$x = (\varepsilon_c + \varepsilon_{re}) \quad (D.1.36)$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\varepsilon_{un} - \varepsilon_e)]} \quad (D.1.37)$$

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.

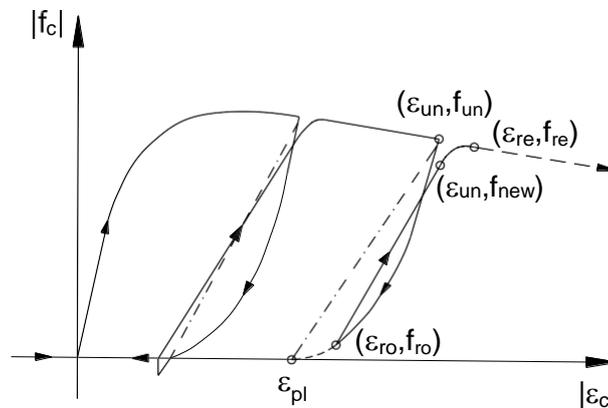


Figura D.1.8. Curva esfuerzo-deformación para rama de recarga.

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 ϵ_{co} sean modificados para aplicar la velocidad adecuada $\dot{\epsilon}_c$.

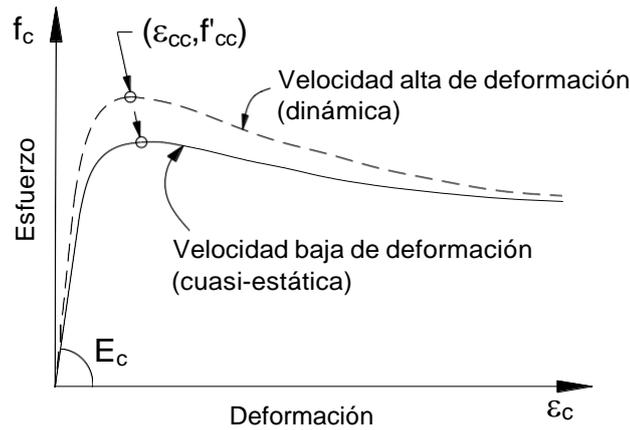


Figura D.1.9. Efecto de la velocidad de deformación en una curva esfuerzo-deformación del concreto.

Los factores de modificación son los siguientes:

- Resistencia dinámica

$$(f'_c)_{dyn} = D_f f'_c \quad (D.1.38)$$

$$D_f = \frac{1 + \left[\frac{\dot{\epsilon}_c}{0.035 (f'_c)^2} \right]^{1/6}}{1 + \left[\frac{0.00001}{0.035 (f'_c)^2} \right]^{1/6}} \quad (D.1.39)$$

donde:

$\dot{\epsilon}_c$ es la velocidad con que se aplica la deformación en s^{-1} .

- Rigidez dinámica

$$(E_c)_{dyn} = D_E E_c \quad (D.1.40)$$

$$D_E = \frac{1 + \left[\frac{\dot{\epsilon}_c}{0.035 (f'_c)^3} \right]^{1/6}}{1 + \left[\frac{0.00001}{0.035 (f'_c)^3} \right]^{1/6}} \quad (D.1.41)$$

- Deformación dinámica en el esfuerzo máximo del concreto sin confinar.

$$(\epsilon_{co})_{dyn} = D_\epsilon \epsilon_{co} \quad (D.1.42)$$

$$D_\varepsilon = \frac{1}{3D_f} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3D_f^2}{D_E}} \right) \quad (D.1.43)$$

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).

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \left(\frac{P}{A_g \bar{f}_c} \right) + 0.09 \left(\frac{L_s}{H} \right) \right) \quad \text{donde } 0.35I_g \leq I_{efec} \leq 0.8I_g \quad (D.2.1)$$

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).

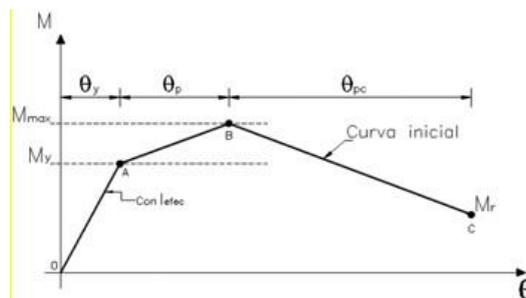


Figura D.2.1. Gráfica Momento-Rotación Idealizada

La rotación de fluencia θ_y en la figura D.2.1, puede calcularse con la ecuación D.2.2:

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3 E_c I_{efec}} \quad (D.2.2)$$

Comentario:

La gráfica en la figura D.2.1, corresponde a una curva inicial que no toma en cuenta la degradación debida a cargas cíclicas. De acuerdo con PEER (2010) se tienen las siguientes opciones para tomar en cuenta esta degradación:

- Opción 1. Utilizar el diagrama de la figura D.2.1 y tomar explícitamente en un modelo de análisis la degradación de resistencia y rigidez debido a cargas cíclicas. En esta opción es necesario utilizar un software computacional con este alcance.
- Opción 2. Descartar el diagrama de la figura D.2.1 y utilizar un diagrama definido ya sea a partir de resultados experimentales o reglas empíricas calibradas experimentalmente.
- Opción 3. Utilizar un diagrama modificado, figura CD.2.1, proveniente de la curva inicial de la figura D.2.1 afectada con los siguientes factores:

$$\begin{aligned}\theta_p' &= 0.7\theta_p \\ \theta_{pc}' &= 0.5\theta_{pc} \\ \theta_u' &= 1.5(\theta_y + \theta_p)\end{aligned}$$

Al hacer uso de este diagrama modificado, el modelo de análisis no debe incluir la degradación.

- Opción 4. Si no se toma en cuenta toda la rama descendente del diagrama modificado en el modelo de análisis, la deformación última de un elemento debe ser limitada a la deformación asociada con el 80% de M_y en la rama descendente del diagrama modificado.

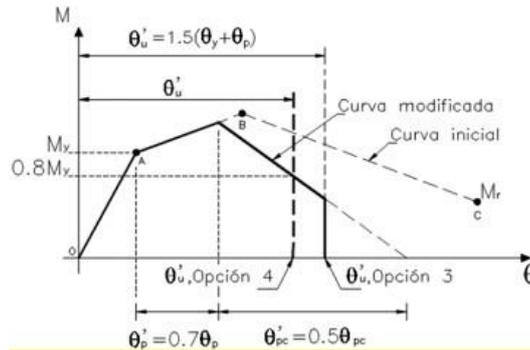


Figura CD.2.1 Gráfica Momento-rotación idealizada

Las opciones 3 y 4 son usualmente las más utilizadas. De acuerdo con el criterio de PEER (2010) es recomendable utilizar las opciones 3 y 4 para demandas de cortante en el elemento estructural que no excedan de $V = 3\sqrt{f_c'}bd$ ($V = 0.8\sqrt{f_c'}bd$). Para demandas de cortante que excedan de $6\sqrt{f_c'}bd$ ($V = 1.6\sqrt{f_c'}bd$), se deben reducir los criterios de aceptación a la mitad de los calculados. Para valores intermedios de la demanda de cortante se puede interpolar linealmente.

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. También puede calcularse con la ecuación D.2.3:

$$M_{max} = M_y [(1.25)(0.89)^p (0.91)^{0.01c_u f_c'}] \quad (D.2.3)$$

La rotación θ_p se puede calcular con la siguiente ecuación D.2.4 propuesta también por Haselton (2008):

$$\theta_p = 0.12(1 + \frac{0.16^p (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01c_u f_c'} (0.66)^{0.1s_n} (2.27)^{10.0\rho}}{0.55a_{sl}}) \quad (D.2.4)$$

Donde $a_{sl}=1$, a menos que se evite el deslizamiento por falla de adherencia; $\vartheta = P/f_c' A_c$, es el índice de carga axial; $\rho = A_{sh}/sb$, 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.2.3 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.2.5:

$$\theta_{p(\text{asimétrico})} = \left[\frac{\max(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c})}{\max[0.01, \frac{\rho f_y}{f_c}]} \right]^{0.225} \theta_{p(\text{simétrico})} \quad (\text{D.2.5})$$

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.2.6, Haselton (2008):

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^P (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (\text{D.2.6})$$

Comentario:

Con las ecuaciones D.2.1 a D.2.6 se puede obtener la gráfica de la Figura D.2.1, sin embargo para tomar en cuenta la repetición de cargas simulando un evento sísmico, esta gráfica debe modificarse multiplicando θ_p y θ_{pc} por los factores propuestos en Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2010).

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.2.7:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (\text{D.2.7})$$

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:

$$\lambda = (30)(0.03)^P$$

Donde P es el índice de carga axial.

REFERENCIAS DE LAS NORMAS Y DE LOS COMENTARIOS:

- Abdel-Fattah, B., y Wight, J. K., 1987, "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of RIC Buildings," ACI Structural Journal, V. 84, No. 1, Ene.-Feb., pp. 31-39.
- Al-Haddad, S. M., y Wight, J. K., 1988, "Relocating beam plastic hinging zones for earthquake resistant design of reinforced concrete buildings," ACI Structural Journal, V. 85, No. 2, Mar.-Abr., pp. 123-133.
- Allen, D. E., Rainer, J. H. y Pernica, G., 1985, "Vibration Criteria for Assembly Occupancies". Canadian Journal of Civil Engineering, 12(3), 617-623.
- American Concrete Institute, ACI 318, 2014, "Building code requirements for structural concrete," Farmington Hills.
- American Concrete Institute, 1989, "Guide to Protective Treatments".
- American Concrete Institute, 2014, ACI 347R-14 "Guide to Formwork for Concrete".
- American Concrete Institute, 2007, ACI 224-1R-07 "Causes, Evaluation, and Repair of Cracks Structures".
- American Concrete Institute, 2010, ACI 352, 2010, "Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures," Farmington Hills, 519 pp.
- American Concrete Institute, 2009, ITG-32-7-09 Specification for Tolerances for Precast Concrete.
- ASTM C 1074, 2011, "Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method".
- Barda, F., Hanson, J.M., y Corley, W.G., 1977, "Shear strength of low-rise walls with boundary elements," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, pp. 149-202.
- Biczok J., 1992, "Concrete Corrosion Concrete Protection", Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 545 pp.
- Building Research Association of New Zealand, 1992, "Atmospheric Corrosion in New Zealand", Report No. 38, pp 4-8.

- Building Research Association of New Zealand, 1992, “Atmospheric Corrosion Rates Over Two Years Exposure at 156 Sites in New Zealand”, Reprint No 112, pp 1-13.
- Building Research Association of New Zealand, 1991, “Atmospheric Corrosion in New Zealand”, Reprint No 105.
- Caballero, O., 2019, “Tesis doctoral en preparación”. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- Carpio, C., 2019, Tesis doctoral en preparación. Posgrado en Ingeniería Estructural. Universidad Autónoma Metropolitana.
- Cement and Concrete Association of New Zealand, 1995, “Concrete Durability”, C&CA NZ in preparation, Technical Report TR 10.
- Cement and Concrete Association of New Zealand, “Abrasion Resistance of Concrete Floors” C&CA NZ Technical Report GP 87001.
- Cement and Concrete Association of New Zealand, 1991, “Alkali Aggregate Reaction” C&CA NZ, Technical Report TR3.
- Comité Euro-International du Béton, 1992, Durable Concrete Structures.
- Dhir R.K., Jones M. R., Ahmed H. E. H., and Senevirain A. M. G. “Rapid Estimation of Chloride Diffusion Coefficient in Concrete”, Magazine of Concrete Research Vol. 42 (152) pages 177 – 185.
- Elwood, K.J.; Eberhard, M.O. (2009), “Effective stiffness of reinforced concrete columns”, ACI Structural Journal, julio-agosto, pp. 476-484.
- González Cuevas O. y Robles Fernández F. (2004), “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, Cuarta Edición, Limusa
- 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).
- Hawkins, N. M., 1968, “Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates”, Magazine of Concrete Research (London), V. 20, No. 62, marzo, pp 31-40.
- Henry RS, Dizhur D, Elwood KJ, Hare J, & Brunson D. (2017), “Damage to concrete buildings with precast floors during the 2016 Kaikoura earthquake”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 50(2), 174-186.
- 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.
- Ibarra L., Medina R., Krawinkler H., 2005, “Hysteretic models that incorporated strength and stiffness deterioration”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34:1489–1511.
- Kemp, EL; Brezny, FS y Unterspan, JA, 1968, “Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristic of Deformed Reinforcing Bars”, ACI Journal, Proceedings, Vol. 65, No. 9, septiembre, pp. 743-756.
- Khuntia, M.; Ghosh, S.K. (2004a), “Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach”, ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 351-363.
- Khuntia, M.; Ghosh S.K. (2004b), “Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification”, ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 364-374
- Loera, S., 1994, “Evaluación del procedimiento optativo para diseñar marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto DDF”, Secretaría General de Obras, Departamento del Distrito Federal, Octubre, 1994.
- 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, agosto.
- Meli, R., CJ Mendoza, 1991, “Revisión de las reglas de verificación de calidad del concreto,” Ingeniería, LXI, (4), 19-24, diciembre, México.
- Mendoza, C.J., y Mena, M., 1987, “Influencia de las características de los agregados en las propiedades de los concretos estructurales del D.F.,” IMCYC, XXV, (192), 9-20, enero, México.
- Mendoza, C.J., 1991, “Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones,” Construcción y Tecnología, III, (34), 6-11, marzo, México.
- Mendoza, C. J., Aire, C., López, J., y Hernández, F., 2013, “Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56”, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Moehle Jack (2015), “Seismic Design of reinforced Concrete Buildings”, McGraw Hill Education
- Naaman, Antoine E., 2004, “Prestressed Concrete Analysis and Design Fundamentals, 2nd edition”. Techno Press 3000, Ann Arbor.
- New Zealand Standard, 1995, “Concrete Structures Standard”, Part 2 – Commentary on The Design of Concrete Structures, NZS3101: Part 2.
- NMX-C-403-ONNCCE, 1999, Industria de la Construcción-Concreto Hidráulico para Uso Estructural, México.
- NMX-C-155-ONNCCE, 2014, Industria de la Construcción – Concreto Hidráulico, Dosificación en masa-Especificaciones y métodos de ensayo, México.

- 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).
- Precast Prestressed Concrete Institute PCI MNL-135-00 Tolerances for Precast Prestressed Concrete Construction.
- Portland Cement Association, 1989, “Effect of Substances on Concrete and Guide to Protective Treatments”.
- Rodríguez, M.E., y Botero, J.C., 1995, “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, 39-50.
- Rodríguez M.E. y Restrepo J.I. (2012), “Práctica y diseño sísmico de edificios en México - cambios necesarios”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 86 89-118.
- Sadegzadeh, M., 1985, “Abrasion Resistance of Concrete”, University of Aston, Birmingham,. 374pp.

TRANSITORIOS

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

SEGUNDO. El presente acuerdo entrará 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 Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto con Comentarios, para su mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Obras y Servicios y del Instituto para la Seguridad de las Construcciones.

CUARTO. Se deja sin efectos el Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias, respecto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, publicadas en la entonces Gaceta Oficial del Distrito Federal, el día 15 de diciembre de 2017.

En la Ciudad de México, a los cinco días del mes de mayo de dos mil veintiuno.

EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS

M. EN I. JESÚS ANTONIO ESTEVA MEDINA