

624.183 41  
CCHC  
CA72  
c.1

**PROPOSICIÓN**  
(1ª versión - Marzo de 1996)

**NORMA DE DISEÑO EN HORMIGÓN  
ARMADO**

**Basada en ACI 318RM-89 (Rev.1992)**

06089.

CAMARA CHILENA DE  
LA CONSTRUCCION  
Centro Documentación

**COMISIÓN DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y  
ALBAÑILERÍAS - C.CH.C.**

# PRIMERA PARTE - GENERALIDADES

## CAPÍTULO 1 - REQUISITOS GENERALES

### 1.1- Alcance

1.1.1- Esta norma proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos estructurales de hormigón armado de cualquier estructura construida según los requisitos de la ordenanza general de construcción legalmente adoptada, de la cual esta norma forma parte. En áreas en donde no se cuente con una ordenanza de construcción legalmente adoptada, esta norma define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

1.1.2- Esta norma complementa a la ordenanza general de construcción, y regirá en todos los asuntos relativos al diseño y a la construcción de hormigón armado, excepto en los casos en que esta norma entre en conflicto con la ordenanza general de construcción legalmente adoptada.

1.1.3- Esta norma regirá en todo lo concerniente al diseño, a la construcción y a las

### C1.1- Alcance

La "Norma de Diseño en Hormigón Armado (ACI 318R-89) (Revisión 1992)" del American Concrete Institute, llamada de aquí en adelante la norma, proporciona los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de hormigón armado.

En la norma se incluye al hormigón pretensado dentro de la definición de hormigón armado; por lo tanto, las disposiciones sobre éste se aplican al hormigón pretensado, excepto cuando su aplicación se refiera explícitamente a hormigón no pretensado.

El capítulo 21 de la norma contiene disposiciones especiales para el diseño y detallamiento de estructuras resistentes a sismos. (Véase la sección 1.1.7.)

El apéndice A de la norma contiene disposiciones referentes a un método alternativo de diseño para elementos de hormigón no pretensado, que utiliza cargas de servicio (sin mayorar) y tensiones admisibles para las cargas de servicio. El método alternativo de diseño está planeado para proporcionar resultados ligeramente más conservadores que los basados en el método de diseño por resistencia de la norma.

C1.1.2- El American Concrete Institute recomienda que la norma sea adoptada en su totalidad; sin embargo, se reconoce que cuando la norma se incluye como parte de una ordenanza general de construcciones legalmente adoptada, tal ordenanza general puede modificar algunas disposiciones de la norma.

propiedades de los materiales en todos los casos en que entre en conflicto con los requisitos contenidos en otras disposiciones a las que se hace referencia en esta norma.

**1.1.4-** Para estructuras especiales tales como arcos, estanques, presas, depósitos y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta norma regirán cuando sean aplicables .

**C1.1.4-** Algunas estructuras especiales implican problemas particulares de diseño y construcción que no están comprendidos en la norma. No obstante, muchas de las disposiciones que sí lo están, tales como calidad del hormigón y principios de diseño, son aplicables a estas estructuras. En las siguientes publicaciones se dan recomendaciones detalladas para el diseño y la construcción de algunas estructuras especiales:

**"Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys"** presentada por el Comité ACI 307<sup>1.1</sup> (proporciona requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de chimeneas circulares de hormigón armado moldeadas en obra, incluyendo las cargas recomendadas para el diseño y los métodos para determinar esfuerzos en el hormigón y en la armadura).

**"Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials"** presentada por el Comité ACI 313<sup>1.2</sup> (Proporciona los requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de estructuras de hormigón armado, tolvas, silos, arcones subterráneos y silos a base de dovelas para almacenar materiales granulares. Incluye criterios recomendados para el diseño y la construcción basados en estudios analíticos y experimentales y en la experiencia mundial en el diseño y la construcción de silos.)

(Las tolvas, silos y arcones son estructuras especiales que plantean problemas singulares que no se encuentran en el diseño de estructuras normales. Aunque esta guía práctica se remite al **"Código de Diseño en Hormigón Armado"** (ACI 318) para muchos requisitos aplicables, proporciona detalles complementarios y maneras de considerar los problemas especiales de cargas estáticas y dinámicas en estructuras de silos. La mayor parte del método

es empírica, pero no excluye el empleo de métodos más complejos que proporcionen seguridad y confiabilidad al menos equivalente).

(Esta guía práctica presenta cargas y métodos recomendados para determinar los esfuerzos en hormigón y la armadura. Se recomiendan métodos para establecer los efectos térmicos resultantes del material almacenado, y para determinar el ancho de grieta en muros de hormigón debida a la presión ejercida por el material almacenado. En los apéndices se proporcionan valores mínimos recomendados para factores de sobrepresión y de impacto.)

**"Environmental Engineering Concrete Structures"**, presentada por el comité ACI 350.<sup>1.3</sup> (Proporciona recomendaciones para los materiales, el diseño y la construcción de tanques, depósitos y otras estructuras comúnmente utilizadas en obras para el tratamiento de aguas y desechos, donde se requiere un hormigón impermeable, denso, y con alta resistencia al ataque de productos químicos. Se pone énfasis en un diseño estructural que reduzca al mínimo la posibilidad de que haya agrietamiento y dé cabida al equipo de vibración y a otras cargas especiales. Asimismo, se describe la dosificación del hormigón, la colocación, el curado y la protección del hormigón contra productos químicos. El diseño y el espaciamiento de las juntas reciben especial atención.)

**"Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures"** presentada por el Comité ACI 349.<sup>1.4</sup> (Proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de aquellas estructuras de hormigón que forman parte de una planta de energía nuclear, y que tienen funciones relacionadas con la seguridad nuclear. Este código no cubre ni los recipientes para los reactores ni las estructuras de los contenedores hechas de hormigón, las cuales están regidas por el ACI 359.)

**"Code for Concrete Reactor Vessels and Containments"**, presentada por el Comité ACI-

1.1.5- Esta Norma no rige el diseño e instalación de las partes de pilotes de hormigón y de pilas embebidas en el terreno.

ASME 359.1.5 (Proporsiona los requisitos para el diseño, construcción y uso de hormigón para los recipientes de reactores y estructuras de los contenedores de hormigón para las plantas de energía nuclear.)

C1.1.5- La ordenanza general de construcciones regula el diseño y la instalación de pilotes totalmente hincados en el terreno. Para segmentos de pilotes al aire o en el agua, o en suelos incapaces de proporcionar una sujeción lateral adecuada a lo largo de toda la extensión del pilote a fin de evitar el pandeo, las disposiciones de diseño de este código solamente rigen cuando sean aplicables.

En "**Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles**", presentada por el Comité ACI 543<sup>1.6</sup> se dan recomendaciones detalladas para los pilotes de hormigón. (Proporsiona recomendaciones para el diseño y el uso de la mayoría de los tipos de pilote de hormigón utilizados en diversas clases de estructuras).

En "**Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations**", presentada por el Comité ACI-336<sup>1.7</sup> se dan recomendaciones detalladas para las pilas. (Proporciona recomendaciones para el diseño y la construcción de pilas de fundación de 0.76 m de diámetro o más, hormigonadas directamente en la excavación realizada en el terreno.)

1.1.6- El empleo de hormigón simple para elementos estructurales debe realizarse de acuerdo con la norma ACI "Building Code Requeriments for Structural Plain Concrete (ACI 318.1M)".

C1.1.6- "**Building Code Requeriments for Structural Plain Concrete**" (ACI 318.1M)<sup>1.8</sup> Cubre el diseño y la construcción de elementos de hormigón simple estructural. El ACI 318.1 para hormigón simple es un código complementario al ACI 318 para hormigón armado. Está escrito de manera que pueda adoptarse como referencia en una ordenanza general de construcciones.

C1.1.7- **Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica**

### **1.1.7- Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica**

**1.1.7.1-** En regiones de bajo riesgo sísmico no deben aplicarse las disposiciones del capítulo 21.

**1.1.7.2-** En regiones de riesgo sísmico moderado o alto deben satisfacerse las disposiciones del capítulo 21. Véase la sección 21.2.1

En la norma del ACI de 1971 se introdujeron por primera vez, en el apéndice A, disposiciones especiales para el diseño sísmico, y se continuaron sin revisión en el ACI 318-77. Originalmente se pretendía que las disposiciones fueran aplicables sólo a estructuras de hormigón armado ubicadas en las regiones de más elevado riesgo sísmico.

En la edición 1983 de la norma, las disposiciones especiales fueron extensivamente revisadas para incluir nuevos requisitos para ciertos sistemas resistentes a sismos ubicados en regiones de sismicidad moderna. En la norma de 1989, las disposiciones especiales fueron transferidas al Capítulo 21.

**C1.1.7.1-** Para edificios ubicados en regiones de bajo riesgo sísmico, no se requiere diseño o detallamiento especial; los requisitos generales del cuerpo principal de la norma, son aplicables para dimensionar y detallar edificios de hormigón armado. El propósito del Comité 318 es que las estructuras de hormigón dimensionadas con la parte principal de la norma suministren un nivel adecuado de tenacidad para baja intensidad sísmica.

**C1.1.7.2-** Para edificios en regiones de riesgo sísmico moderado, los marcos de momentos, de hormigón armado, dimensionados para resistir efectos sísmicos, requieren algunos detalles especiales de armadura, como se especifica en la sección 21.8 del capítulo 21. Los detalles especiales se aplican sólo a los marcos (vigas, columnas y losas) a los que se hayan asignado en el diseño fuerzas inducidas por sismo. Estos detalles especiales son principalmente para marcos de hormigón no arriastrados, en los que se requiere que el marco resista no sólo los efectos de carga normal sino también los efectos de carga lateral por sismo. Los detalles especiales de armadura sirven para lograr un nivel adecuado de comportamiento inelástico si el marco se somete a un sismo de tal intensidad que requiera que se comporte inelásticamente. No existen requisitos especiales para muros estructurales dimensionados para resistir efectos laterales de vientos y sismos,

o para componentes no estructurales de edificios situados en regiones de riesgo sísmico moderado. Se considera que los muros estructurales que se dimensionan con la parte principal de la norma, tienen la tenacidad suficiente para los niveles anticipados de desplazamiento relativo de entrepiso en regiones de sismicidad moderada.

Para edificios situados en regiones de elevado riesgo sísmico, todos los elementos del edificio, estructurales y no estructurales, tienen que satisfacer los requisitos de la sec. 21.2 a la 21.7 del capítulo 21. Las disposiciones especiales de dimensionamiento y detallamiento del capítulo 21 tienen la intención de proporcionar una estructura monolítica de hormigón armado, con suficiente "tenacidad" para responder inelásticamente a movimientos sísmicos severos. Véase la sección C21.2.1 de estos Comentarios.

**1.1.7.3-** El nivel de riesgo sísmico de una región debe regularse mediante la ordenanza general de construcción legalmente adoptada de la cual esta norma forma parte, o ser determinado por las autoridades locales que corresponda.

**C1.1.7.3-** Las definiciones de riesgo sísmico bajo, moderado o elevado del ACI 318 no son precisas. Usualmente el riesgo sísmico se determina por zonas o áreas de igual probabilidad de riesgo de daño, relacionadas con la intensidad del movimiento del suelo, tales como: zona 0, sin daños; zona 1, daños menores; zona 2, daños moderados; zonas 3 y 4, daños mayores. Esta clasificación se da solamente como guía para interpretar los requisitos de la sección 1.1.7. Las correlaciones implícitas no son ni precisas ni inflexibles. Los niveles de riesgo sísmico (mapas de zonas sísmicas) están bajo la jurisdicción de la ordenanza general de construcciones más que del ACI 318. En ausencia de una ordenanza general de construcciones que especifique cargas y zonas sísmicas, es la intención del Comité ACI 318 que autoridades locales (ingenieros, geólogos y la autoridad pública) decidan respecto a la necesidad y aplicación de las disposiciones especiales para diseño sísmico. Los mapas de zonas sísmicas, como los que se recomiendan en las referencias 1.9 y 1.10, son adecuados para correlacionar el riesgo sísmico.

## **C1.2- Planos y especificaciones**

## 1.2- Planos y especificaciones

1.2.1- Las copias de los planos de diseño, los detalles típicos y las especificaciones para toda construcción de hormigón armado deben llevar la firma de un ingeniero estructural o arquitecto titulado. Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

(a) Nombre y fecha de publicación de la norma y del suplemento de acuerdo con los cuales está hecho el diseño.

(b) Sobrecarga y otras cargas utilizadas en el diseño.

(c) Resistencia especificada a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseña cada parte de la estructura.

(d) Resistencia especificada y el tipo de acero de la armadura.

(e) Tamaño y posición de todos los elementos estructurales y de la armadura.

(f) Precauciones por cambios en las dimensiones producidos por fluencia lenta, retracción y temperatura.

(g) Magnitud y posición de las fuerzas de pretensado.

(h) Longitud de anclaje de la armadura y posición y longitud de los traslapes.

(i) Tipo y posición de los empalmes soldados y las conexiones mecánicas de la armadura.

1.2.2- Los cálculos correspondientes al diseño se archivarán junto con los planos cuando así lo requiera la autoridad pública. Cuando se usen programas de computador, pueden

C1.2.1- Las disposiciones respecto a la preparación de los planos de diseño y las especificaciones son por lo general, congruentes con las de la mayoría de las ordenanzas generales de construcción y pueden utilizarse como suplementarias.

La norma lista algunos de los items de información más importante que deben incluirse en los planos de detalles o especificaciones de diseño. Sin embargo, no se pretende que la norma contenga una lista exhaustiva de ellos, por lo que la Autoridad Pública puede requerir algunos items adicionales.

C1.2.2- Las salidas computacionales documentadas son aceptables en vez de los cálculos manuales detallados. La extensión de la información de entrada y salida requerida varía, de acuerdo con los requisitos específicos de cada Autoridad Pública. Sin embargo, cuando el proyectista haya utilizado un programa de



entregarse las hipótesis de diseño y los datos de entrada y salida en vez de los cálculos. Se permite que el análisis de modelos para complementar los cálculos.

computación, normalmente sólo se requieren los datos básicos. Estos deben contener la suficiente información de entrada y salida, así como cualquiera otra necesaria, a fin de permitir a la Autoridad Pública efectuar una revisión detallada y hacer comparaciones utilizando otro programa o cálculos manuales. Los datos de entrada deben contener una identificación en cuanto a la designación del elemento, las cargas aplicadas y las longitudes de los vanos. Los datos de salida correspondientes deben incluir la designación del elemento y los momentos, cortes y reacciones en puntos clave del vano. Para el diseño de columnas se sugiere incluir los factores de amplificación de momentos en los datos de salida cuando sean aplicables.

La norma permite emplear el análisis de modelos para complementar el análisis estructural y los cálculos de diseño. Debe proporcionarse la documentación del análisis de modelos con los cálculos respectivos. El análisis de modelos debe ser llevado a cabo por un ingeniero o arquitecto con experiencia en esta técnica.

**1.2.3-** Por autoridad pública entiende el funcionario o cualquier otra autoridad encargada de administrar y hacer cumplir este código, o su representante debidamente autorizado.

**C1.2.3-** "Autoridad Pública" es el término empleado por muchas ordenanzas generales de construcción para identificar a la persona encargada de administrar y vigilar las disposiciones de la ordenanza de construcción. Sin embargo, términos tales como "Comisionado de Construcciones" o "Inspector de Construcciones" son variaciones del mismo título, y el término "Autoridad Pública", utilizando en el código ACI, pretende incluir esas variantes, así como otros que se usan en el mismo sentido.

## **1.3- Inspección**

### **C1.3- Inspección**

La calidad de las estructuras de hormigón armado depende en gran medida de la mano de obra empleada en la construcción. Los mejores materiales y la mejor práctica de diseño carecen de efectividad, a menos que la construcción se haya realizado bien. La inspección se realiza con el objeto de asegurar un

1.3.1- Como mínimo, las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas según la ordenanza general de construcción legalmente adoptada. En ausencia de tal ordenanza, las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas durante todas las etapas de la obra por un ingeniero o arquitecto, o por un representante competente responsable ante él.

trabajo satisfactorio, de acuerdo con los planos de diseño y las especificaciones correspondientes. El comportamiento adecuado de la estructura depende de que la construcción represente correctamente al diseño y cumpla con los requisitos de la norma dentro de las tolerancias permitidas. En atención al interés público, las disposiciones locales de construcción deben requerir la inspección por parte del propietario.

**C1.3.1-** Debe considerarse la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a cabo por o bajo la supervisión del ingeniero o el arquitecto responsable del diseño, ya que la persona encargada del diseño es la mejor calificada para comprobar que todo se haya realizado de acuerdo con lo dispuesto en el diseño. Cuando las condiciones no permitan esto, el propietario puede proporcionar una adecuada inspección de la construcción a través de sus ingenieros o arquitectos, o mediante organismos independientes con demostrada capacidad para llevar a cabo la inspección.

Los departamentos de edificación que tengan jurisdicción sobre la construcción pueden tener la experiencia y capacidad necesarias para inspeccionar construcciones de hormigón armado.

Cuando la inspección se efectúa independientemente del proyectista, se recomienda que éste sea llamado por lo menos para vigilar la inspección y observar el trabajo a fin de ver que sus requisitos de diseño se estén ejecutando de manera adecuada.

En algunas jurisdicciones, la legislación ha establecido procedimientos especiales de registro o de licencias para personas que desempeñen ciertas funciones de inspección. Debe verificarse en la Ordenanza de Construcción local, o con la Autoridad Pública, si existe alguno de esos requisitos en una jurisdicción específica.

La responsabilidad y grado de inspección requeridos deben establecerse en los contratos entre el propietario, arquitecto, ingeniero y contratista. Deben señalarse los honorarios

1.3.2- El inspector debe exigir el cumplimiento de los planos y especificaciones de diseño. A menos que se especifique otra cosa en la ordenanza general de construcción legalmente adoptada, los registros de inspección deben incluir:

- (a) Calidad y dosificación de los materiales del hormigón y resistencia del hormigón.
- (b) Colocación y remoción de moldajes y alzaprimas.
- (c) Colocación de la armadura.
- (d) Mezclado, colocación y curado del hormigón.
- (e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.
- (f) Tesado de los cables de pretensado.
- (g) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre pisos, elementos o muros terminados.
- (h) Avance general de la obra.

adecuados al trabajo, así como también el equipo necesario para realizar debidamente la inspección.

**C1.3.2-** Cuando se habla de "inspección", en la norma no implica que el inspector deba supervisar la construcción, sino que debe visitar el proyecto con la frecuencia necesaria para observar las diversas etapas de la obra y asegurarse de que se está llevando a cabo de acuerdo con las especificaciones del contrato y los requisitos del código. La frecuencia debe ser, al menos, suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación, o sea, puede ser de varias veces al día o una vez cada varios días.

La inspección no libera al contratista de su obligación de seguir los planos y las especificaciones, y de proporcionar la calidad y cantidad indicada de materiales y mano de obra necesaria para todas las etapas de la obra. El inspector debe estar presente con la frecuencia que él o ella juzgue necesaria a fin de explicar los requisitos de diseño, juzgar si la calidad y cantidad de los materiales empleados en la obra cumplen con las especificaciones del contrato, aconsejar sobre los posibles medios de obtener los resultados deseados, ver que el sistema general de moldajes sea el adecuado (aunque es responsabilidad del contratista diseñar y construir los moldajes adecuados y dejarlos en su sitio hasta que puedan retirarse con seguridad), ver que la armadura se haya colocado adecuadamente, observar si el hormigón es de la calidad debida, si se coloca y se cura correctamente, y verificar que los ensayos de control de calidad se hagan como se ha especificado.

La norma estipula los requisitos mínimos para la inspección de todas las estructuras dentro de su alcance. No constituye una especificación de construcción, y cualquier usuario de la norma puede requerir niveles de inspección más estrictos que los citados en la ordenanza, si considera que son necesarios algunos requisitos adicionales.

Los procedimientos recomendados para la organización y desarrollo de la inspección de

hormigón se ilustran con detalle en "Guide for Concrete Inspection"<sup>1.12</sup> (Destaca los procedimientos relacionados con las construcciones de hormigón, a fin de que sirvan como guía en la organización de un programa de inspección para propietarios, arquitectos e ingenieros.)

En el "Manual of Concrete Inspection (SP-2)" del ACI, presentado por el Comité ACI 311,<sup>1.13</sup> se proporcionan en detalle los métodos de inspección para la construcción con hormigón. (Describe métodos de inspección de construcciones de hormigón que, en términos generales, se aceptan como buena práctica. Está destinado a ser un suplemento para las especificaciones y una guía en aquellas cuestiones que no cubren dichas especificaciones.)

**1.3.3-** Cuando la temperatura ambiente sea menor de 5°C o mayor de 35°C, debe llevarse un registro de las temperaturas del hormigón y de la protección dada al hormigón durante su colocación y curado.

**1.3.4-** Los registros de inspección requeridos en las secciones 1.3.2 y 1.3.3 deben ser conservados por el ingeniero o arquitecto inspector durante los 2 años siguientes a la terminación del proyecto.

**C1.3.3-** El término "temperatura ambiente" significa la temperatura del medio al cual está expuesto directamente el hormigón. La temperatura del hormigón mencionada en esta sección puede considerarse como la temperatura del aire que está en contacto con la superficie del hormigón; sin embargo, durante el mezclado y la colocación, es práctico medir la temperatura de la mezcla.

**C1.3.4-** Se requiere un registro permanente de la inspección, en forma de diario de la obra, en caso de que posteriormente surgiesen problemas relacionados con el comportamiento o la seguridad de los elementos estructurales. También se recomienda seguir el avance de la obra con fotografías.

Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se expide el certificado de ocupación, cualquiera que sea la fecha más tardía. La ordenanza general u otros requisitos legales pueden exigir conservar los registros por períodos más largos.

**1.3.5-** Para marcos que resistan cargas sísmicas en estructuras diseñadas en conformidad con el Capítulo 21 y localizadas en regiones de alto riesgo sísmico, un inspector especialmente calificado, bajo la supervisión de la persona responsable del diseño estructural, debe inspeccionar en forma continua la colocación de la armadura y del hormigón.

#### **1.4- Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción**

Los auspiciadores de cualquier sistema de diseño o de construcción dentro del alcance de este código, cuya adecuación ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de esta norma o no esté explícitamente tratado en ella, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a un grupo de examinadores designado por la autoridad pública. Este grupo debe estar compuesto por ingenieros civiles estructurales competentes y debe tener autoridad para investigar los datos que se le presenten, solicitar ensayos y formular reglas que rijan el diseño y la construcción de tales sistemas a fin de cumplir con el propósito de esta norma. Estas reglas, una vez aprobadas y promulgadas por la autoridad pública, tienen la misma validez y efecto que los requisitos de esta norma.

**C1.3.5- Inspección-** El propósito de esta sección es asegurar que los detalles especiales requeridos en las estructuras dúctiles de hormigón sean apropiadamente ejecutados, a través de la inspección por parte de personal calificado para hacer este trabajo. La calificación de los inspectores debe ser determinada por la jurisdicción que ponga en vigor la ordenanza general de construcciones.

#### **C1.4- Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción**

Los nuevos métodos de diseño, los nuevos materiales y los nuevos usos de éstos deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en una norma. Por consiguiente, el empleo de buenos sistemas o materiales nuevos podría quedar excluido, de no disponerse de medios para obtener su aceptación.

Para sistemas especiales considerados en esta sección, el grupo de examinadores debe establecer los ensayos específicos, los factores de mayoración, los límites de deformaciones y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con la intención de la norma.

Las disposiciones de esta sección no se aplican a los ensayos de modelos utilizados para complementar los cálculos, de los que se habla en la sección 1.2.2, ni a la evaluación de la resistencia de las estructuras mencionadas en el capítulo 20.

## CAPÍTULO 2 - DEFINICIONES

2.1- A continuación se definen los términos de uso general en esta norma. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

**Aditivo-** Material distinto del agua, del agregado o del cemento hidráulico, utilizado como componente del hormigón, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

**Aglomerante-** Material como los especificados en el Capítulo 3, que tienen propiedades aglomerantes al ser utilizados en el hormigón, por sí mismos, tal como el cemento portland o los cementos hidráulicos combinados, o las cenizas volantes, o bien las puzolanas crudas o calcinadas, y/o la escoria granulada de alto horno.

**Agregado liviano-** Agregado con un peso seco suelto de  $1\ 100\text{ kg/m}^3$  o menos.

**Agregado-** Material granular, como arena, grava, piedra chancada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio aglomerante para formar hormigón o mortero.

**Altura útil de la sección (d)-** La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura sujeta a tracción.

**Amarra-** Barra o alambre que abraza la armadura longitudinal. Véase también *Estribo*.

**Anclaje-** En postesado, dispositivo empleado para anclar el tendón o cable al elemento de hormigón; en pretesado, dispositivo empleado para anclar el tendón o cable durante el endurecimiento del hormigón.

Para la aplicación consistente de la norma es necesario que los términos se definan según el significado particular que tienen en dicha norma. Las definiciones dadas son para emplearse en esta norma y no siempre corresponden a la terminología común. En la publicación "**Cement and Concrete Terminology**", del Comité ACI 116,<sup>2.1</sup> se presenta un glosario con los términos más utilizados que se relacionan con la fabricación del cemento, y el diseño, construcción e investigación sobre el hormigón.

Según la definición de la norma, el "hormigón liviano con arena de peso norma" es el hormigón liviano estructural en el cual todo el agregado fino ha sido sustituido por arena. Esta definición quizás no concuerde con la costumbre de algunos proveedores de materiales o de algunos contratistas, quienes sustituyen por arena casi todos los finos de peso liviano, aunque no todos. A fin de que las disposiciones de esta norma se apliquen de la manera apropiada, deben especificarse los límites de sustitución empleando la interpolación cuando se utilice una sustitución parcial de arena.

La armadura con resaltes se define como aquella que cumple con las especificaciones para barras con resaltes mencionadas en la sección 3.5.3.1, o las especificaciones de las secciones 3.5.3.3, 3.5.3.4, 3.5.3.5, ó 3.5.3.6. No se aplica a otras barras o mallas. Esta definición permite establecer con exactitud las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no cumplan con los requisitos de resalte, o la malla que no cumpla con los requisitos de espaciamiento son "armadura lisa", para efectos de la norma y solamente pueden utilizarse para zunchos.

En este capítulo se dan varias definiciones para cargas, ya que el reglamento contiene los requisitos que se deben cumplir a diversos niveles de carga. Los términos "carga permanente" y "sobrecarga" se refieren a las cargas sin mayorar

**Armadura con resaltes-** Barras de armadura con resaltes, mallas de barras, alambre estriado, malla de alambre electrosoldado liso, malla de alambre electrosoldado estriado que cumplan con la sección 3.5.3.

**Armadura lisa-** Armadura que no cumple con la definición de armadura con resaltes. Véase la sección 3.5.4.

**Armadura-** Material que cumple con lo especificado en la sección 3.5, excluyendo los cables de pretensado, a menos que se incluyan específicamente.

**Autoridad Pública-** Véase la sección 1.2.3.

**Cable adherido-** Cable de pretensado que está adherido al hormigón ya sea directamente o con lechada.

**Cable-** Elemento de acero como alambre, cable, barra o torón, o paquetes de dichos elementos, usados para inducir esfuerzos de pretensado al hormigón.

**Carga de servicio-** La carga, especificada por la ordenanza general de construcción de la cual esta norma forma parte (sin mayorar).

**Carga mayorada-** La carga, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, que se utilizan con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño por resistencia de esta norma. Véase las secciones 8.1.1 y 9.2.

**Carga permanente-** Cargas permanentes soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción de la cual forma parte esta norma (sin mayorar).

**Columna-** Elemento que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor y se usa principalmente para resistir carga axial de compresión.

(cargas de servicio) definidas o especificadas en la ordenanza de construcciones local. Las cargas de servicio (cargas sin mayorar) deben emplearse donde lo establece la norma para dimensionar o investigar elementos, de manera que tengan una adecuada serviciabilidad tal como se indica en la sección 9.5, control de deformaciones. Las cargas utilizadas para dimensionar un elemento para una resistencia adecuada se definen como "cargas mayoradas". Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados, especificados en la sección 9.2, para obtener la resistencia requerida. El término "cargas de diseño", como se empleaba en la edición 1971 de la norma para referirse a las cargas multiplicadas por factores de cargas apropiados, se descontinuó en la norma de 1977 para evitar confusión con la terminología de carga de diseño, empleada en ordenanzas generales de construcción para denotar cargas de servicio, o cargas permanentes en edificios. La terminología de carga mayorada fue adoptada primeramente en la norma de 1977, y tal como se emplea en las disposiciones de la norma aclara cuándo se aplican los factores de carga a una carga particular, momento, o valor de corte.

Por definición de la norma, hormigón simple es, ya sea el que no tiene armadura o el que tiene menos armadura que la cantidad mínima especificada para hormigón armado.

El hormigón armado se define de manera que incluya al hormigón pretensado. Aunque el comportamiento de un elemento de hormigón presforzado con cables no adheridos puede variar con relación al de los elementos con cables continuamente adheridos, el hormigón pretensado con cables adheridos y sin adherir, junto con el hormigón armado de manera convencional, se han agrupado bajo el término genérico de "hormigón armado". Las disposiciones comunes al hormigón pretensado y al armado convencional se integran con el fin de evitar repetición parcial o contradicción entre las disposiciones.

**Dado-** Elemento vertical en compresión que tiene una razón entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral, menor a 3.

**Elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión-** Elementos prefabricados de hormigón y/o elementos hormigonados en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden las cargas como una unidad.

**Estribo-** Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o malla de alambre electrosoldado (liso o estriado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o formas rectangulares, y situados perpendicularmente o en ángulo con respecto a la armadura longitudinal. (El término "estribo" se aplica normalmente a la armadura transversal de elementos sujetos a flexión y el término "amarra" a los que están en elementos sujetos a compresión.) Véase también "amarra".

**Fricción por curvatura-** Fricción que resulta de la curvatura del trazado especificado de los cables de pretensado.

**Fricción por desviación involuntaria-** En hormigón pretensado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de pretensado fuera de su perfil especificado.

**Fuerza del gato-** En hormigón pretensado, la fuerza temporal ejercida por el dispositivo que introduce la tensión en los cables de pretensado.

**Hormigón armado-** Hormigón armado con no menos de la cantidad mínima de armadura requerida por esta norma, pretensado o no, y diseñado de modo que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las fuerzas.

**Hormigón estructural liviano-** Hormigón con agregado liviano que cumple con lo especificado en la sección 3.3, y tiene una densidad seca,

Se denomina "resistencia nominal" a la resistencia de la sección transversal de un elemento calculada al utilizar suposiciones y ecuaciones de resistencia normales, con valores nominales (especificados) de las resistencias y dimensiones de los materiales. El subíndice **n** se emplea para denotar las resistencias nominales; la resistencia nominal a la carga axial ( $P_n$ ), la resistencia nominal a momento ( $M_n$ ) y la resistencia nominal al esfuerzo de corte ( $V_n$ ). La "resistencia de diseño" o resistencia utilizable de un elemento o una sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

Las resistencias requeridas a la carga axial, al momento y al esfuerzo de corte que se emplean para dimensionar elementos, son referidas ya sea como cargas axiales mayoradas, momentos mayorados y esfuerzos de corte mayorados o como cargas axiales, momentos y esfuerzos de corte requeridos. Los efectos de las cargas mayoradas se calculan de las fuerzas y cargas factorizadas aplicadas en combinaciones de carga, tales como las estipuladas en la norma (véase la sección 9.2).

El subíndice **u** se usa solamente para denotar las resistencias requeridas, la resistencia a carga axial requerida ( $P_u$ ), la resistencia a momento requerida ( $M_u$ ), y la resistencia al corte requerida ( $V_u$ ), calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\begin{aligned}\phi P_n &\geq P_u \\ \phi M_n &\geq M_u \\ \phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Para comentarios adicionales sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia, véase el capítulo 9 de los Comentarios.



determinada por el "Método para determinar la densidad del hormigón estructural liviano" (ASTM C567), que no excede de 1 900 kg/m<sup>3</sup>. En esta norma, un hormigón liviano sin arena natural se llama "hormigón liviano en todos sus componentes", y un hormigón liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama "hormigón liviano con arena de peso normal".

**Hormigón prefabricado-** Elemento de hormigón simple o armado moldeado en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

**Hormigón pretensado-** Hormigón armado al que se le han aplicado esfuerzos internos, a fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción, que resulten en dicho hormigón, derivados de las cargas.

**Hormigón simple-** Hormigón que no cumple con la definición de hormigón armado.

**Hormigón-** Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

**Longitud de anclaje-** Longitud de la armadura que se extiende más allá de una sección crítica.

**Longitud de desarrollo-** Longitud de anclaje que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica. Véase la sección 9.3.3.

**Longitud del vano-** Véase la sección 8.7.

**Módulo de elasticidad-** Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión bajo el límite de proporcionalidad del material. Véase la sección 8.5.

**Muro-** Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

La expresión "elemento sometido a compresión" se emplea en la norma para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo principal es el de compresión longitudinal. Tal elemento no necesita ser vertical, sino que puede tener cualquier dirección en el espacio. Los muros de carga, las columnas y los dados también están comprendidos bajo la designación de elementos sometidos a compresión.

La diferencia entre columnas y muros en la norma se basa en su uso principal, más que en la relación arbitraria de altura y dimensiones de la sección transversal. Sin embargo, la norma permite que los muros se diseñen utilizando los principios establecidos para el diseño de columnas (sección 14.4), así como por el método empírico (sección 14.5).

Un muro siempre separa o circunda espacios, y también puede utilizarse para resistir fuerzas horizontales, verticales o flexión. Por ejemplo, un muro de contención o un muro de fundación, también puede soportar varias combinaciones de cargas.

Una columna normalmente se utiliza como un elemento principal vertical que soporta cargas axiales combinadas con flexión y esfuerzo de corte; sin embargo, también puede formar una pequeña parte de un recinto o de una separación.

**Postesado-** Método de pretensado en el cual los cables se tesan después de que el hormigón ha endurecido.

**Pretensado efectivo-** Tensión que persiste en los cables de pretensado después de que han ocurrido todas las pérdidas, excluyendo los efectos de cargas permanentes y sobrecargas.

**Pretesado-** Método de pretensado en el cual los cables se tesan antes del hormigonado.

**Resistencia a la tracción por hendimiento ( $f_{ct}$ )-** Resistencia a la tracción del hormigón determinada de acuerdo con ASTM C 496, tal como se describe en "Standard Specification for Lightweight Aggregate for Structural Concrete" (ASTM C 330). Véase la sección 5.1.4.

**Resistencia de diseño-** Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ . Véase la sección 9.3.1.

**Resistencia especificada a la compresión del hormigón ( $f'_c$ )-** Resistencia a la compresión del hormigón empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del capítulo 5, expresada en megapascales (MPa). Cuando la cantidad  $f'_c$  esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado debe estar en megapascales (MPa).

**Resistencia nominal-** Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta norma, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Ver sección 9.3.1.

**Resistencia requerida-** Resistencia que un elemento o una sección transversal requiere para resistir las cargas mayoradas o los momentos correspondientes, y fuerzas internas combinadas entre sí según lo estipulado en esta norma. Véase la sección 9.1.1.

**Sobrecarga-** Sobrecargas especificadas en la ordenanza general de construcción del cual forma parte esta norma (sin factores de carga).

**Tensión-** Fuerza por unidad de área.

**Tensión de fluencia-** Tensión de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura en megapascuales (MPa). La tensión de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las especificaciones ASTM aplicables, según las modificaciones de la sección 3.5 de esta norma.

**Transferencia-** Operación de transferir los esfuerzos de los cables de pretensado desde los gatos o de la bancada a un elemento de hormigón.

**Zuncho-** Armadura continua enrollada en forma de hélice cilíndrica.

## SEGUNDA PARTE - NORMAS PARA ENSAYOS Y MATERIALES

### CAPÍTULO 3 - MATERIALES

#### 3.0- Notación

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa

#### 3.1- Ensayos de materiales

3.1.1- La autoridad pública tiene derecho de ordenar el ensayo de cualquier material empleado en las obras de hormigón, a fin de determinar si es de la calidad especificada.

3.1.2- Los ensayos de materiales y del hormigón deben hacerse de acuerdo con las normas indicadas en la sección 3.8.

3.1.3- Un registro completo de los ensayos de materiales y del hormigón debe estar siempre disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y por 2 años después de terminado el proyecto, y debe ser conservado para este fin por el ingeniero o arquitecto inspector.

#### 3.2- Cementos

3.2.1- El cemento debe cumplir con alguna de las siguientes especificaciones:

(a) "Specification for Portland Cement" (ASTM C 150)

(b) "Specification for Blended Hydraulic Cements" (ASTM C 595); se excluyen los Tipos S (cemento de escoria) y SA (cemento de escoria con incorporador de aire), ya que

#### C3.1- Ensayos de materiales

C3.1.3- Los registros de ensayos de materiales y del hormigón deben conservarse al menos durante 2 años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se emite el certificado de ocupación, la que sea posterior. Los requisitos legales locales pueden exigir conservar dichos registros por un período más largo.

#### C3.2- Cementos

no se emplean como constituyentes cementantes principales en el hormigón estructural.

**3.2.2-** El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del hormigón. Véase la sección 5.2.

**C3.2.2-** Dependiendo de las circunstancias, la disposición de la sección 3.2.2 puede requerir solamente el mismo tipo de cemento, o bien, cemento de una fuente idéntica. Este último sería el caso si la desviación estándar <sup>3.1</sup> de los ensayos de resistencia, utilizada para establecer el margen de resistencia requerido se ha basado en cemento de una fuente en particular. Si la desviación estándar está basada en ensayos relativos a un tipo de cemento obtenido de diversas fuentes, se podría aplicar la primera interpretación.

### 3.3- Agregados

### C3.3- Agregados

**3.3.1-** Los agregados para hormigón deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- (a) "Specification for Concrete Aggregates" (ASTM C 33)
- (b) "Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330)

Excepción: Los agregados que han demostrado a través de ensayos especiales y por experiencias prácticas que producen hormigón de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido aprobados por la autoridad pública.

**3.3.2-** El tamaño máximo nominal del agregado grueso no será superior a:

- (a) 1/5 de la menor separación entre los lados del moldaje, ni a
- (b) 1/3 de la altura de la losa, ni a
- (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de armadura, paquetes de barras, cables o ductos de pretensado.

**C3.3.2-** La norma reconoce que los agregados que cumplan con las especificaciones de la ASTM no siempre están económicamente disponibles y que, en ciertos casos, algunos materiales que no cumplen con ellas tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio. Aquellos materiales que no cumplen con las especificaciones pueden permitirse mediante una aprobación especial cuando se presente una evidencia aceptable de comportamiento satisfactorio. Debe observarse, sin embargo, que el comportamiento satisfactorio en el pasado no

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del Ingeniero constructor, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el hormigón se puede colocar sin la formación de nidos o huecos.

### 3.4- Agua

**3.4.1-** El agua empleada en el mezclado del hormigón debe ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que puedan ser nocivas para el hormigón o la armadura.

**3.4.2-** El agua de mezclado para hormigón pretensado o para hormigón que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase la sección 4.4.1.

**3.4.3-** No debe utilizarse agua no potable en el hormigón, a menos que se cumpla con las siguientes condiciones:

**3.4.3.1-** La selección de la dosificación del hormigón debe basarse en mezclas de hormigón con agua de la misma fuente.

**3.4.3.2.-** Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos

garantiza buen comportamiento en otras condiciones y en otros lugares. Siempre que sea posible, deben utilizarse agregados que cumplan con las especificaciones establecidas.

**C3.3.3-** Las limitaciones en el tamaño de los agregados se proporcionan con el fin de asegurar que la armadura queda adecuadamente embebida y para minimizar los nidos. Nótese que las limitaciones para el tamaño máximo del agregado pueden omitirse si, a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación del hormigón son tales que pueda colocarse sin que se formen nidos o huecos. En estos casos, el ingeniero debe decidir si se omiten o no las limitaciones en el tamaño máximo del agregado.

### C3.4- Agua

**C3.4.1-** Casi cualquier agua natural que se pueda beber (potable) y que esté libre de un sabor u olor marcado, resulta satisfactoria como agua de mezclado en la elaboración de hormigón. Cuando son excesivas las impurezas en el agua de mezclado, pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del hormigón y la estabilidad volumétrica (cambio de longitud), sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en la armadura. Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, deben sumarse a la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al hacer la evaluación respecto a la aceptabilidad del total de impurezas que pueda resultar nociva, tanto para el hormigón como para el acero.

90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-inch or 50-mm Cube Specimens)" (ASTM C 109).

### 3.5- Acero de Refuerzo

3.5.1- La armadura debe tener resaltes, excepto en zunchos o cables en los cuales se puede utilizar armadura lisa. Puede utilizarse refuerzo consistente en acero estructural o en tubos de acero, de acuerdo con las especificaciones de esta norma.

3.5.2- Las barras de armadura que vayan a soldarse deben estar señaladas en los planos, debiendo especificarse los procedimientos de soldadura que se van a emplear. Las especificaciones ASTM para barras de armadura, excepto la ASTM A 706M, deben complementarse para requerir un informe de las propiedades del material, necesarias para cumplir con los procedimientos de soldadura especificados en "Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (AWS D1.4) de la American Welding Society.

### C3.5- Acero de refuerzo

C3.5.1- Se especifican los materiales permitidos para usarse como armadura. Otros elementos metálicos tales como insertos, pernos de anclaje o barras lisas usadas como pasadores en las juntas de expansión o contracción, por lo general, no se consideran como elementos de armadura en las disposiciones de esta norma.

C3.5.2- Las barras de armadura no deben soldarse sin tomar en consideración la soldabilidad del acero y los adecuados procedimientos de soldadura. Cuando se requiere de la soldadura, las especificaciones de obra deben abarcar esos items. La consideración más importante consiste en que deben ser compatibles el procedimiento de soldadura especificado y la soldabilidad del acero. La norma AWS D1.4 proporciona prácticas recomendables de soldadura, incluyendo las temperaturas de precalentamiento y de entrapasos basadas en el equivalente de carbono (CE), calculado a partir de la composición química reportado en el informe de la fundidora. No obstante, el ingeniero debe comprender que el análisis químico completo que se requiere, a fin de calcular el equivalente de carbono, normalmente no lo proporcionan los fabricantes de acero de armadura. Cuando se requiera soldadura, en las cláusulas del contrato debe requerirse específicamente el análisis químico (excepto para la norma ASTM A 706M), además de los requisitos ASTM estándar. La norma AWS D1.4 también proporciona los requisitos para el metal de aporte.

La tabla 5.2 de la norma AWS D1.4 proporciona las temperaturas mínimas de precalentamiento y

de entrepasos requeridas para un rango de equivalentes de carbono y tamaños de barras de armadura.

Con objeto de restringir la composición química del acero a un rango determinado que se ajuste a un procedimiento específico, las especificaciones para barras de armadura ASTM deben complementarse a fin de cubrir dicho requisito especial, y así debe especificarse en las cláusulas del contrato. Debe hacerse notar que la norma ASTM A 706M se desarrolló especialmente para la soldadura y que restringe la composición química además del equivalente máximo de carbono, lo cual elimina la necesidad de requisitos suplementarios.

Con frecuencia es necesario soldar a barras de armadura ya existentes en una estructura cuando no se dispone de un informe de la fábrica sobre la armadura existente. Esto es particularmente común en transformaciones o en ampliaciones de edificios. La AWS D1.4 exige para dicho refuerzo que se practique un análisis químico, o que se suponga un equivalente de carbono "superior a 0.75" para la armadura (el que requiere una temperatura mínima de precalentamiento de 260°C). Los procedimientos para soldar una armadura en particular deben ser los especificados en la AWS D1.4. El Ingeniero también debe determinar si es necesario tomar precauciones adicionales, basadas en otras consideraciones como el nivel de tensiones en la armadura, consecuencias de fallas y daños por calor al hormigón existente debido a las operaciones de soldadura.

La norma AWS D1.4 no cubre la soldadura de alambre con alambre o de malla electrosoldada de alambre con barras de armadura o con elementos de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, el Ingeniero debe especificar los procedimientos o los criterios de calidad para efectuar soldadura. Si van a soldarse alambres estirados en frío, los procedimientos de soldadura deben tomar en cuenta la pérdida potencial de resistencia a la



fluencia y ductilidad obtenida por el proceso del trabajo en frío (durante la fabricación) cuando tales alambres son calentados por la soldadura. La soldadura por máquina o por el procedimiento de resistencia, tal como se usan en la fabricación de mallas electrosoldadas de alambre, está cubierta por las normas ASTM A185 y A 496, y no forman parte de este tema.

Si van a soldarse barras revestidas, el Ingeniero debe especificar requisitos adicionales a los contenidos en AWS D1.4, tales como la remoción del revestimiento epóxico o de zinc antes de efectuar la soldadura, y la aplicación en terreno de nuevos revestimientos en la zona soldada, si se requiere la protección.

### 3.5.3- Armadura con resaltes

3.5.3.1- Las barras de armadura con resaltes deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- (a) "Specification for Deformed and Plain Billet - Steel (metric)" Bars for Concrete Reinforcement including Supplementary Requirements S1 (ASTM A 615M including S1)
- (b) "Specification for Rail Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement" including Supplementary Requirements S1 (ASTM A 616M including S1)
- (c) "Specification for Axle - Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 617M)
- (d) "Specification for Low - Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 706M)

3.5.3.2- Pueden emplearse barras de armadura con resaltes con una tensión de fluencia especificada,  $f_y$ , que exceda 420 MPa,

### C3.5.3- Armadura con resaltes

C3.5.3.1- La norma ASTM A 615 cubre especificaciones para barras con resaltes de acero de lingote que son normalmente utilizadas en la construcción de hormigón armado en los Estados Unidos. La especificación también exige que las barras con resaltes de lingote sean marcadas con una letra S.

Las barras de armadura de acero de riel usadas con este código deben cumplir con las disposiciones de ASTM A 616M, incluyendo el Requisito Suplementario S1, y deben estar marcadas con la letra R, además del símbolo para el riel. S1, establece requisitos más restrictivos para los ensayos de doblado.

La norma ASTM A 706M cubre lo referente a barras con resaltes de acero de baja aleación destinadas a aplicaciones especiales donde la soldadura, el doblado o ambos son de importancia. La especificación requiere que las barras sean marcadas con la letra W para determinar el tipo de acero.

C3.5.3.2- La norma ASTM A 615M incluye disposiciones para barras Grado 500 de 36, 44 y 56 mm de diámetro.

siempre que  $f_y$  sea la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% y las barras cumplan con una de las especificaciones ASTM enumeradas en la sección 3.5.3.1. Véase la sección 9.4.

**3.5.3.3-** Las mallas de armadura para hormigón deben ajustarse a "Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement" (ASTM A 184M). Las barras de refuerzo, utilizadas en las mallas de refuerzo, deben cumplir con una de las especificaciones mencionadas en la sección 3.5.3.1.

**3.5.3.4-** El alambre con resalte para refuerzo del hormigón deberá cumplir con "Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 496), excepto que el alambre no debe ser menor que el tamaño  $\phi 6$ , y que para el alambre con una tensión de la fluencia especificada,  $f_y$ , mayor de 420 MPa,  $f_y$  será la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor de 420 MPa.

**3.5.3.5-** Las mallas electrosoldadas de alambre liso para armadura del hormigón deben cumplir con "Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 185), excepto que para alambre con una tensión de fluencia especificada,  $f_y$ , que exceda 420 MPa,  $f_y$  deberá ser la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor de 420 MPa. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm. en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para mallas de alambre utilizadas como estribos de acuerdo con la sección 12.13.2.

El límite de la deformación unitaria del 0.35% es necesario para asegurar que la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación en la sección 10.2.4 no conducirá a valores no conservadores de la resistencia del elemento.

El requisito del 0.35% de la deformación unitaria no se aplica a barras de armadura con tensión de fluencia de 420 MPa o menos. Para aceros con una tensión de fluencia de 280 MPa, como los que en épocas pasadas se utilizaron en gran medida, la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación unitaria está perfectamente justificada de acuerdo con los abundantes datos de ensayos. Para aceros con mayor tensión de fluencia, hasta 420 MPa, la curva esfuerzo-deformación unitaria puede ser elastoplástica o no, como lo presume la sección 10.2.4, dependiendo de las propiedades del acero y del proceso de fabricación. Sin embargo, cuando la curva esfuerzo-deformación unitaria no es elastoplástica, existe escasa evidencia experimental para sugerir que el verdadero esfuerzo del acero a la resistencia última puede no ser suficientemente menor a la tensión de fluencia especificada como para justificar el esfuerzo adicional de realizar los ensayos con los criterios más estrictos aplicables a aceros con  $f_y$  superior a 420 MPa. En esos casos, puede esperarse que el factor  $\phi$  responda por la deficiencia en la resistencia.

**C3.5.3.5-** La malla de alambre liso electrosoldado debe fabricarse con alambre que cumpla "Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 82). La norma ASTM A 82 indica una tensión de fluencia mínima de 490 Mpa. El código ha asignado un valor de tensión de fluencia de 420 MPa, pero considera el uso de tensiones de fluencia mayores si el esfuerzo corresponde a una deformación del 0.35 por ciento.

**3.5.3.6-** Las mallas electrosoldadas de alambre con resaltes para armadura del hormigón deben cumplir con "Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 497), excepto que para alambres con una tensión de fluencia especificada,  $f_y$ , que exceda 420 MPa,  $f_y$  debe ser la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño excede 420 MPa. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para mallas de alambre utilizada como estribos de acuerdo con la sección 12.13.2.

**3.5.3.7-** Las barras de armadura galvanizadas deben cumplir con "Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement" (ASTM A 767M). Las barras de armadura con recubrimiento epóxico deben cumplir con "Specifications for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars" (ASTM A 775M). La armadura Galvanizada o recubierta con epóxico debe cumplir con una de las especificaciones citadas en 3.5.3.1.

### **3.5.4- Armadura lisa**

**3.5.4.1-** Las barras lisas para armadura en zuncho deben cumplir con las especificaciones de la sección 3.5.3.1 (a), (b) ó (c).

**3.5.4.2-** Los alambres lisos para armadura en zuncho deben cumplir con "Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 82), excepto que para alambres con una tensión de fluencia especificada,  $f_y$ , superior a 420 MPa,  $f_y$  será la tensión correspondiente a una deformación unitaria de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño excede 420 MPa.

**C3.5.3.6-** La malla de alambre con resalte electrosoldado debe fabricarse con alambre que cumpla con "Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement" (ASTM A 496). La norma ASTM A 496 indica una tensión de fluencia mínima de 490 MPa. El código ha asignado un valor de tensión de fluencia de 420 MPa, pero considera el uso de tensiones de fluencia mayores si el esfuerzo corresponde a una deformación del 0.35 porciento.

**C3.5.3.7-** Las barras de armadura galvanizadas (A 767M) y las recubiertas con epóxico (A 775M) fueron agregadas al código de 1983, reconociendo su uso, especialmente para condiciones en que la resistencia a la corrosión de la armadura es de particular importancia. Comúnmente se les ha utilizado en cubiertas de estacionamientos y puentes y en ambientes altamente corrosivos.

### **C3.5.4- Armadura lisa**

Las barras y alambres lisos sólo se permiten para armadura de zuncho (ya sea como armadura transversal para elementos en compresión, para elementos en torsión o como armadura de confinamiento para traslapes).

### 3.5.5- Cables de pretensado

3.5.5.1- Los cables de pretensado deben cumplir con alguna de las especificaciones siguientes:

- (a) Alambre que cumpla con "Specification for Uncoated Stress - Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 421).
- (b) Alambre de baja relajación que cumpla con "Specification for Uncoated Stress - Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete" incluyendo el suplemento "Low - Relaxation Wire" (ASTM A 421).
- (c) Torón que cumpla con "Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 416).
- (d) Barra que cumpla con "Specification for Uncoated High - Strength Steel Bar for Prestressed Concrete" (ASTM A 722).

3.5.5.2- Los alambres, los torones y las barras no detalladas específicamente en las normas ASTM A 421, A 416, o A 722, se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas especificaciones, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los de las normas ASTM A 421, A 416, ó A 722.

### 3.5.6- Acero estructural, tubos de acero o tuberías

3.5.6.1- El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en un elemento compuesto sujeto a compresión que cumpla con los requisitos de la sección 10.14.7 o 10.14.8, debe ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

- (a) "Specification for Structural Steel" (ASTM A 36).

### C3.5.5- Cables de pretensado

C3.5.5.1- Puesto que los cables de bajo relajamiento se abordan en un suplemento de la norma ASTM A 421, que se aplica sólo cuando se especifica material de bajo relajamiento, las referencias ASTM para cables de bajo relajamiento se enumeran por separado.

(b) "Specification for High - Strength Low - Alloy Structural Steel" (ASTM A 242M).

(c) "Specification for High - Strength Low - Alloy Columbium - Vanadium Steels of Structural Quality" (ASTM A 572M).

(d) "Specification for High-Strength Low - Alloy Structural Steel with 50 ksi, (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick" (ASTM A 588M).

**3.5.6.2-** Los tubos de acero o tuberías para elementos compuestos sujetos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de hormigón, que cumpla con los requisitos de la sección 10.14.6, deben ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

(a) Grado B de la "Specification for Pipe, Steel, Black and Hot - Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless" (ASTM A 53).

(b) "Specification for Cold - Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes" (ASTM A 500).

(c) "Specification for Hot - Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing" (ASTM A 501).

### **3.6- Aditivos**

**3.6.1-** Los aditivos que deban emplearse en el hormigón están sujetos a la aprobación previa del Ingeniero estructural.

**3.6.2-** Debe mostrarse que el aditivo es capaz de mantener durante toda la obra, esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del hormigón de acuerdo con lo especificado en la sección 5.2.

### **C3.6- Aditivos**

**3.6.3-** El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en hormigón pretensado, en hormigón que contenga aluminio embebido o en hormigón vaciado contra moldajes permanentes de metal galvanizado. Véase las secciones 4.3.2 y 4.4.1.

**3.6.4-** Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con "Specification for Air - Entraining Admixtures for Concrete" (ASTM C 260).

**3.6.5-** Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con "Specification for Chemical Admixtures for Concrete" (ASTM C 494) o "Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete" (ASTM C 1017).

**3.6.6-** Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con "Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixtures in Portland Cement Concrete" (ASTM C 618).

**3.6.7-** La escoria granulada de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir con "Specification for Ground Iron Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars" (ASTM C 989).

### **3.7- Almacenamiento de materiales**

**3.7.1-** El cemento y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña.

**3.7.2-** Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no debe utilizarse en el hormigón.

**C3.6.3-** Los aditivos que contengan algún cloruro, que no sea impureza de los componentes del aditivo, no deben emplearse en hormigón pretensado o en hormigón con elementos de aluminio embebidos. Las concentraciones de iones de cloruro pueden causar corrosión del aluminio embebido (por ejemplo en ductos), especialmente cuando el aluminio está en contacto con el acero embebido y el hormigón se encuentra en ambiente húmedo. Se produce una severa corrosión en láminas de metal galvanizado y en moldajes permanentes de metal galvanizado, especialmente en ambientes húmedos en los que el secado es inhibido por el espesor del hormigón o por el revestimiento, o por láminas impermeables. Véase la sección 4.3.1 para límites específicos sobre concentración de iones de cloruro en el hormigón.

**C3.6.7-** La escoria de alto horno que cumple con la norma ASTM C 989 es empleada como un aditivo en el hormigón de manera muy similar a como se emplea la ceniza volante. Generalmente debe ser utilizada con cementos de tipo Portland que cumplan con la norma ASTM C 150, y sólo en raras ocasiones es apropiado usar escoria ASTM C 989 con un cemento combinado ASTM C 595, el cual ya tiene puzolana o escoria. Su uso con los cementos contemplados en la norma ASTM C 595 podría considerarse para colocaciones de hormigón masivo donde se puede aceptar un incremento lento de la resistencia y en donde el bajo calor de hidratación es de particular importancia. La norma ASTM C 989 incluye apéndices en los que se discuten los efectos de la escoria de alto horno sobre la resistencia del hormigón, su resistencia a sulfatos y la reacción álcali-agregado.

### 3.8- Normas citadas en este código

3.8.1- Las normas de la ASTM que se mencionan en esta norma se listan a continuación, con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión y se consideran en lo sucesivo como parte de esta norma, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí:

- A 36M-90 Standard Specification for Structural Steel
- A 53-90a Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless
- A 82-90a Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement
- A 184M-90 Standard Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
- A 185-90a Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement
- A 242-89 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel
- A 416-90a Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete
- A 242M-89 Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete
- A 496-90a Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement
- A 497-90a Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement

### C3.8- Normas citadas

Las especificaciones ASTM mencionadas son las correspondientes a la última edición al momento de ser adoptadas las disposiciones del código de 1989. Dado que estas especificaciones se revisan con frecuencia, generalmente sólo en detalles pequeños, el usuario de esta norma debe verificar directamente con la sociedad patrocinadora si desea hacer referencia a la última edición. Sin embargo, dicho procedimiento obliga al usuario de la especificación a evaluar si los cambios introducidos en la última edición son significativos en el empleo de ésta.

Las especificaciones u otro material informativo que se vaya a adoptar legalmente como referencia dentro de una ordenanza de construcción, deben referirse a un documento específico. Esto puede hacerse simplemente utilizando la designación numérica completa, ya que la primera parte indica el tema y la segunda el año de adopción. En la sección 3.8 se enumeran todas las normas a las que se hace referencia en este código, con el título y la designación completa. En otras secciones del código, las designaciones no incluyen la fecha, de tal modo que pueden mantenerse actualizadas simplemente revisando la sección 3.8.

- A 500-90 Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
- A 501-89 Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing
- A 572M-88c Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality
- A 588M-88a Standard Specification for High Strength Low-Alloy Structural Steel With 50 ksi (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in (100 mm) Thick
- A 615-90 Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement.
- A 616M-90\* Standard Specification for Rail-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, including Supplementary Requirements S1
- A 617M-90 Standard Specification for Axle-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement
- A 706M-90 Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
- A 722-90 Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete

---

\* Los requisitos complementarios (S1) de ASTM A 616 se deben considerar como obligatorios cuando que se haga referencia a ASTM A 616 en este código.



- A 767M-90 Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A 775M-90 Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars
- C 31-90 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C 33-90 Standard Specification for Concrete Aggregates
- C 39-86<sup>E1</sup> Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 42-87 Standard Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
- C 94-90 Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
- C 109-88 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)
- C 144-89 Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar
- C 150-89 Standard Specification for Portland Cement
- C 172-90 Standard Method of Sampling Freshly Mixed Concrete
- C 192-90a Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
- C 260-86 Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete

- C 330-89 Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- C 494-86 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C 496-86<sup>E1</sup> Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 567-85 Standard Test Method for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete.
- C 595-89<sup>E1</sup> Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
- C 618-89a Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
- C 685-90<sup>E1</sup> Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
- C 989-89 Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars
- C 1017-85 Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

3.8.2- Se declara que "Structural Welding Code-Reinforcing Steel" (AWS D1.4-79) de la American Welding Society forma parte en lo sucesivo de esta norma, como si estuviera totalmente reproducido aquí.

3.8.3- Se declara que "Building Code Requirement for Structural Plain Concrete (ACI 318.1M-89) (Revised 1992)" forma parte en lo

sucesivo de esta norma, como si estuviera totalmente reproducido aquí.

**3.8.4-** Se declara que "Method of Sampling and Testing for Total Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials" (AASHTO T 260-84) forma parte en lo sucesivo de esta norma, como si estuviera totalmente reproducido aquí.

**C3.8.4-** La norma AASHTO T 260-84 está disponible en AASHTO, 444 North Capitol Street, N. W., Suite 225, Washington, D.C. 20001 y en la mayoría de las oficinas del State Highway and Highay Transportation Department.

## TERCERA PARTE - REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

### CAPÍTULO 4 - REQUISITOS DE DURABILIDAD

#### 4.0- Notación

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa

Los capítulos 4 y 5 de las ediciones anteriores de la norma han sido reformateados en 1989 para enfatizar la importancia de considerar los requisitos de durabilidad antes de que el diseñador seleccione la  $f'_c$  y el recubrimiento de la armadura.

Las razones agua/cemento máximas de 0.40, 0.45 y 0.50 que pueden requerirse para hormigones expuestos a condiciones de congelación y deshielo, a suelos y aguas con sulfatos, o para prevenir la corrosión de la armadura típicamente son equivalentes a requerir una  $f'_c$  de 30 a 28 MPa, respectivamente. Generalmente, las resistencias promedio a la compresión requeridas,  $f'_{cr}$ , son 3.5 a 4.8 MPa más altas que la resistencia a la compresión especificada,  $f'_c$ . Dado que es difícil determinar con precisión la razón agua/cemento del hormigón durante la producción, la  $f'_c$  especificada debe ser razonablemente consistente con la razón agua/cemento requerida por durabilidad. La selección de una  $f'_c$  que sea consistente con la razón agua/cemento seleccionada por durabilidad ayuda a asegurarse de que la razón agua/cemento requerida pueda obtenerse efectivamente en terreno. Debido a que usualmente el énfasis en una inspección se centra en la resistencia, los resultados de ensayos substancialmente más altos que la resistencia especificada pueden conducir a un descuido en el interés por la calidad y la producción del hormigón y a que se exceda la razón agua/cemento máxima. Así, para una estructura de estacionamiento no debe especificarse un  $f'_c$  de 21 MPa y una razón agua/cemento máxima de 0.45 si esta quedará expuesta a sales descongelantes.

La norma no incluye disposiciones para condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas

temperaturas, ni sobre condiciones estéticas tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance de la norma y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y sus proporciones en el hormigón deben seleccionarse de manera que se puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos por el código, y con los requisitos adicionales de los documentos del contrato.

#### 4.1- Razón agua-cemento

4.1.1- Las razones agua-cemento especificadas en las Tablas 4.2.2 y 4.3.1 se calculan usando el peso del cemento que cumpla con ASTM C150 o ASTM C595 más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con ASTM C618 y escoria que cumpla con ASTM C989, si las hay.

#### 4.2- Exposición a congelación y deshielo

4.2.1- El hormigón de peso normal y de peso liviano expuesto a condiciones de congelación y deshielo o a productos químicos descongelantes, debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la Tabla 4.2.1. La tolerancia en el contenido de aire incorporado debe ser de  $\pm 1.5\%$ . Para una resistencia especificada a la compresión,  $f'_c$ , mayor que 35 MPa, el aire incorporado indicado en la Tabla 4.2.1 puede reducirse en 1%.

#### C4.1- Razón agua-cemento

C4.1.1- En la sección 4.2 referida a la exposición a congelación y deshielo, la cantidad de ceniza volante, otras puzolanas, escoria o cementos combinados utilizada para calcular la razón agua-cemento está sujeta a los límites de la sección 4.2.3. Además, en la sección 4.3 sobre exposición a sulfatos, se indica que la puzolana debe ser de clase F de ASTM C 618<sup>4.1</sup> o debe haber sido ensayado de acuerdo con ASTM C 1012<sup>4.2</sup> o debe haberse determinado por un registro de su uso que mejora la resistencia a los sulfatos.

#### C4.2- Exposición a congelación y deshielo

C4.2.1- En la norma se incluye una tabla con los contenidos de aire requeridos para hormigón resistente a la congelación, basada en "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete" (ACI 211.1).<sup>4.3</sup> Se proporcionan valores para exposiciones tanto severas como moderadas, dependiendo del grado de exposición a la humedad o a sales descongelantes. El aire incluido no protege a los hormigones que contengan agregados gruesos que sufran cambios de volumen que los destruyan cuando se congelen en una condición saturada. En la tabla 4.2.1, una exposición severa es cuando, en clima frío el hormigón puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse, o cuando se emplean sales descongelantes. Algunos ejemplos

**TABLA 4.2.1- CONTENIDO TOTAL DE AIRE  
PARA HORMIGÓN RESISTENTE A LA  
CONGELACIÓN**

Tamaño máximo nominal del agregado* (mm)	Contenido de aire, porcentaje	
	Exposición severa	Exposición moderada
9.5	7.5	6
12.5	7	5.5
19.0	6	5
25.0	6	4.5
37.5	5.5	4.5
50†	5	4
75†	4.5	3.5

\* Véase la ASTM C 33 para las tolerancias de sobre tamaños mayores para diversas designaciones de tamaños nominales máximos.

† Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total, al igual que para los tamaños precedentes de agregado. Al ensayar estos hormigones, sin embargo, se retira el agregado mayor de 37.5 mm sacándolo con la mano o mediante cribado, y se determina el contenido de aire en la fracción de la mezcla de menos de 37.5 mm. (La tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula del valor determinado en la fracción de menos de 37.5 mm.

4.2.2- El hormigón que va a estar expuesto a las condiciones de la Tabla 4.2.2 debe cumplir con las correspondientes razones agua-cemento máximas y con las resistencias a la compresión mínimas de esa tabla. Además, el hormigón que va a estar expuesto a productos químicos descongelantes debe cumplir con las limitaciones del párrafo 4.2.3.

de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua. Una exposición moderna es cuando, en clima frío, el hormigón esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse, y cuando no se usen sales descongelantes. Ejemplos de lo anterior son algunos muros exteriores, vigas, cadenas y losas que no están en contacto directo con el suelo. La sección 4.2.1 permite un 1% menos de aire para hormigones con  $f'_c$  mayor que 35 MPa. Estos hormigones de alta resistencia tienen razones agua/cemento y porosidad menores y, por lo tanto, mejor resistencia a la congelación.

C4.2.2- Para el hormigón liviano no se especifican las razones agua/cemento máximas, dado que es incierta la determinación de la absorción de los agregados livianos, lo cual hace poco práctico el cálculo de la razón agua/cemento. El uso de una resistencia especificada mínima asegura el uso de pasta de cemento de alta calidad. Para hormigón con agregado de peso normal el uso de ambas, la resistencia mínima y la razón agua-cemento máxima, proporciona una seguridad adicional para cumplir este objetivo.

**TABLA 4.2.2 REQUISITOS PARA  
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN ESPECIALES**

Condición de exposición	Hormigón con agregado de peso normal; razón máxima agua/cemento en peso	Hormigón con agregado normal y ligero, $f'_c$ mínima, MPa
Hormigón que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0.50	28
Hormigón expuesto a congelación y deshielo en condición húmeda ó a productos químicos descongelantes.	0.45	31
Para proteger de la corrosión al hormigón armado expuesto a cloruros de sales descongelantes, sal, agua salobre, o salpicaduras del mismo origen.	0.40	35

4.2.3- Para hormigones expuestos a productos químicos descongelantes, el peso máximo de cenizas volantes, otras puzolanas, o escoria incluido en el cálculo de la razón agua-cemento, no debe exceder los siguientes porcentajes del peso total del cemento portland más las cenizas volantes, otras puzolanas, y escoria.

4.2.3.1- La suma del peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con ASTM C618 no debe exceder el 25% del peso total de los materiales cementantes. Las cenizas volantes y otras puzolanas presentes en cementos combinados tipo IP o IPM, ASTM C 595, deben incluirse en el porcentaje calculado.

4.2.3.2- El peso de escoria que cumpla con ASTM C 989 no debe exceder el 50% del peso total de los materiales cementantes. La escoria usada en la fabricación de cementos hidráulicos combinados tipo IS o ISM que cumpla con ASTM C595 se debe incluir en el porcentaje calculado.

4.2.3.3- Si se usan cenizas volantes u otras puzolanas en hormigones con escoria, el

contenido de cemento portland, ASTM C150, no debe ser menor que el 50% del peso total de los materiales cementantes. Las cenizas volantes u otras puzolanas no deben constituir más del 25% del peso total de los materiales cementantes.

### 4.3- Exposición a sulfatos

4.3.1- El hormigón que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la tabla 4.3.1, o debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-cemento máxima y una resistencia a la compresión mínima según la tabla 4.3.1.

### C4.3- Exposición a sulfatos

El hormigón expuesto a concentraciones perjudiciales de sulfatos, procedentes de suelos y aguas, debe fabricarse con cementos resistentes a los sulfatos. En la tabla 4.3.1 se enumeran los tipos apropiados de cemento, las razones agua/cemento máximas y las resistencias mínimas para diversas condiciones de exposición. Al seleccionar un cemento para resistir sulfatos, la

**TABLA 4.3.1- REQUISITOS PARA HORMIGONES EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS**

Exposición a sulfatos	Sulfato acuoso-soluble (SO <sub>4</sub> ) en suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO <sub>4</sub> ) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Hormigón con agregado de peso normal	Hormigón con agregado de peso normal y ligero
				Razón máxima agua/cemento, en peso*	Resistencia mínima a compresión f <sub>c</sub> MPa
Insignificante	0.00-0.10	0-150	---	---	---
Moderada †	0.10-0.20	150-1 500	II, IP(MS), IS (MS), P(MS), I(PM) (MS), I(SM) (MS)	0.50	28
Severa	0.20-2.00	1 500-10 000	V	0.45	31
Muy severa	Más de 2.00	Más de 10 000	V más puzolana ‡	0.45	31

\* Puede requerirse una razón agua-cemento más baja o una resistencia más alta para lograr baja permeabilidad, protección contra corrosión de elementos embebidos o contra congelamiento y deshielo.

† Agua de mar

‡ Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en hormigones que contienen cemento tipo V.

principal consideración es su contenido de C<sub>3</sub>A. Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II está limitado a un contenido máximo de C<sub>3</sub>A de 8% según ASTM C 150. Los cementos combinados según la ASTM C 595 hechos con clinker de cemento Portland con menos de 8% de C<sub>3</sub>A, califican para la designación MS y, por lo tanto, son apropiados para usarse en exposiciones moderadas a sulfatos. Los tipos adecuados según ASTM C 595 son los IP (MS), IS(MS),



IP(M)(MS), e IS(M)(MS). Para exposiciones severas, se especifica cemento Tipo V con un contenido máximo de 5% de  $C_3A$ . En ciertas áreas, el contenido de  $C_3A$  de otros tipos de cemento disponibles como los Tipo III o Tipo I, pueden ser menos de 8 ó 5%, y se pueden utilizar en exposiciones a sulfatos moderadas o severas. Debe hacerse notar que el cemento resistente a los sulfatos no aumenta la resistencia del hormigón a algunas soluciones químicamente agresivas, por ejemplo el nitrato de amonio. Las especificaciones del proyecto deben abarcar todos los casos especiales.

También el empleo prudente de ceniza volante de buena calidad (ASTMC 618, Clase F) ha servido para mejorar la resistencia del hormigón a los sulfatos<sup>4,9</sup>. También ciertos cementos Tipo IP fabricados con puzolana Clase F y cemento Portland con un contenido de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) superior al 8% pueden proporcionar resistencia a los sulfatos en casos de exposición moderada.

Una nota a la Tabla 4.3.1 considera el agua de mar como "exposición moderada", aún cuando generalmente contiene más de 1500 ppm de  $SO_4$ . Para exposiciones a agua de mar, pueden emplearse otros tipos de cemento con un contenido de  $C_3A$  hasta de 10% si se reduce la razón agua/cemento máxima a 0.40.

Además de la selección apropiada del cemento, son esenciales otros requisitos para lograr hormigones durables expuestos a concentraciones de sulfatos, tales como: baja relación agua/cemento, resistencia, adecuando contenido de aire, bajo asentamiento, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado de la armadura, y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del hormigón.

**4.3.2-** El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en hormigones sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, como se define en la tabla 4.3.1.

#### 4.4- Corrosión de la armadura

4.4.1- Para la protección contra la corrosión, las concentraciones máximas de iones cloruro acuosolubles en hormigón endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no deben exceder los límites de la tabla 4.4.1. Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en AASHTO T 260.

**TABLA 4.4.1- CONTENIDO MÁXIMO DE IONES DE CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN**

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro (Cl <sup>-</sup> ) acuosolubles en el hormigón, porcentaje en peso de cemento
Hormigón pretensado	0.06
Hormigón armado que en servicio estará expuesto a cloruros	0.15
Hormigón armado que en servicio que seco o protegido contra la humedad	1.00
Otras construcciones de hormigón armado	0.30

#### C4.4- Corrosión de la armadura

Información adicional sobre los efectos de los cloruros sobre la corrosión del acero de armadura aparece en "Guide to Durable Concrete" presentado por el Comité ACI 201<sup>4.10</sup> y en "Corrosion of Metals in Concrete" presentado por ACI 222<sup>4.11</sup>. Los procedimientos de ensayo deben ajustarse a los del método T 260 de AASHTO<sup>4.12</sup>. Puede obtenerse una evaluación inicial ensayando los componentes individuales del hormigón respecto a su contenido total de iones de cloruro. Cuando el contenido total de iones de cloruro, calculado en base a la dosificación del hormigón, excede los valores permitidos en la Tabla 4.4.1, puede ser necesario ensayar muestras de hormigón endurecido respecto al contenido de iones de cloruro, acuosolubles, como se describe en la guía. Parte del total de iones de cloruro presentes en los componentes, o bien es insoluble, o reacciona con el cemento durante la hidratación y se vuelve insoluble, según los procedimientos de ensayo descritos.

Cuando se ensayan los hormigones por su contenido de iones de cloruro solubles, los ensayos deben hacerse a una edad de 28 a 42 días. Los límites establecidos en la Tabla 4.4.1 deben aplicarse a cloruros aportados por los componentes del hormigón y no a los del ambiente que rodea al hormigón.

Los límites para los iones de cloruro de la Tabla 4.4.1 difieren de los recomendados en el ACI 201.2R y el ACI 222R. Para hormigón armado que estará seco en servicio, se ha incluido un límite de 1% para controlar el total de cloruros solubles. La Tabla 4.4.1 comprende límites de 0.15 a 0.3 por ciento para hormigón armado expuesto a cloruros, o que estará húmedo en servicio, respectivamente. Estos límites se comparan con los de 0.10 y 0.15 recomendados en el ACI 201.2R. El ACI 222R recomienda límites de 0.08 y 0.20% en peso de cemento, para cloruros en hormigón pretensado y armado, respectivamente, con base en ensayos para

determinar cloruros solubles en ácidos y no en las pruebas para cloruros solubles en agua requeridos aquí.

Cuando se emplean barras con recubrimientos epóxicos o de zinc, los límites de la Tabla 4.4.1 pueden ser más restrictivos de lo necesario.

**4.4.2-** Cuando el hormigón armado vaya a ser expuesto a sales descongelantes, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de las mismas, deben satisfacerse los requisitos de la tabla 4.2.2 para la razón agua-cemento y la resistencia del hormigón, y los requisitos de recubrimiento mínimo del hormigón de la sección 7.7. Véase en la sección 18.14 lo relativo a cables de pretensado no adheridos.

**C4.4.2-** Cuando el hormigón está expuesto a fuentes externas de cloruros, la razón agua-cemento y la resistencia especificada a compresión  $f'_c$  de la sección 4.2.2 son los mínimos requisitos que deben considerarse. En estacionamientos donde los cloruros puedan ser arrastrados por los vehículos o en estructuras cercanas al agua de mar, el diseñador debe evaluar las condiciones bajo las cuales, puedan ser aplicados los cloruros en la estructura. Puede ser deseable el uso de barras recubiertos con epóxico o con zinc o un recubrimiento mayor que el mínimo indicado en la sección 7.7. El uso de escoria que cumpla con ASTM C989 o cenizas volantes que cumplan con ASTM C618 y un mayor nivel de resistencia aumentan la protección. Aun cuando no existe una norma ASTM aplicable por el momento, el uso de silica fume con un superplaticador adecuado, ASTM C494, tipos F o G, o ASTM C1017 pueden también proporcionar una protección adicional<sup>4.13</sup>. Los ensayos de permeabilidad a cloruros realizados según AASHTO T277<sup>4.14</sup> en mezclas de hormigón antes de su uso también proporcionará una seguridad adicional.

## CAPITULO 5 - CALIDAD DEL HORMIGÓN, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

### 5.0- Notación

- $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $f'_{ca}$  = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano, MPa  
 $f'_{cr}$  = resistencia promedio a la compresión requerida del hormigón, empleada como base para la dosificación del hormigón, MPa  
 $s$  = desviación estándar, MPa

Los requisitos para la dosificación de mezclas de hormigón se basan en la filosofía de que el hormigón debe proveer una adecuada durabilidad (Capítulo 4) y resistencia. Los criterios para la aceptación del hormigón se basan en la filosofía de que la norma pretende primeramente proteger la seguridad pública. El capítulo 5 describe los procedimientos mediante los cuales puede obtenerse un hormigón con la calidad adecuada, y propone los procedimientos para verificar la resistencia del hormigón durante y después de su colocación en la obra.

El capítulo 5 también establece criterios mínimos para el mezclado y la colocación del hormigón.

El propósito de la sección 5.3, junto con el capítulo 4, es establecer la dosificación requerida y no el constituir una base para confirmar la suficiencia de la resistencia del hormigón, tema tratado en la sección 5.6 (evaluación y aceptación del hormigón.)

### 5.1- Generalidades

5.1.1- El hormigón debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión como se establece en la sección 5.3.2, así como también para satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El hormigón debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resistencias inferiores a  $f'_c$ , como se establece en la sección 5.6.2.3.

5.1.2- Los requisitos para  $f'_c$  deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y probados como se establece en la sección 5.6.2.

5.1.3- A menos que se especifique lo contrario  $f'_c$  debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a 28 días, la edad de ensayo para

### C5.1.-Generalidades

C5.1.1- Se presentan las premisas básicas que rigen la designación y evaluación de la resistencia del hormigón. Se pone énfasis en que la resistencia promedio del hormigón producido debe exceder siempre el valor especificado de  $f'_c$  utilizado en el diseño estructural. Esto se basa en conceptos probabilísticos y pretende asegurar que se desarrolle la resistencia adecuada en la estructura. Deben satisfacerse los requisitos de durabilidad establecidos en el capítulo 4, además de la resistencia promedio del hormigón en conformidad con la sección 5.3.2.

obtener  $f'_c$  debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

**5.1.4-** Cuando los criterios de diseño en las secciones 9.5.2.3, 11.2 y 12.2.4.2 indiquen el empleo de un valor de resistencia a la tracción por hendimiento del hormigón, deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con "Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330) para establecer un valor de  $f_{ct}$  correspondiente al valor especificado de  $f'_c$ .

**C5.1.4-** Las secciones 9.5.2.3 (módulo de rotura), 11.2 (resistencia a la torsión y al corte del hormigón) y 12.2.4.2 (desarrollo de la armadura) requieren modificaciones en los criterios de diseño para el empleo de hormigón con agregado liviano. Se proporcionan dos procedimientos alternativos de modificación. Una alternativa se basa en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia a la tracción por compresión diametral  $f_{ct}$  y la resistencia especificada a la compresión  $f'_c$  para el hormigón liviano. Se pretende que antes del diseño se obtengan los valores apropiados de  $f_{ct}$  para un agregado liviano de una determinada fuente.

**5.1.5-** Los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento no deben emplearse como base para la aceptación del hormigón en obra.

**C5.1.5-** No se pretende que los ensayos de resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón (requeridos en la sección 5.1.4) para el control o la aceptación de la resistencia del hormigón en terreno. Por medio de los requisitos de resistencia a la compresión proporcionados en la sección, 4.7 (evaluación y aceptación del hormigón) se mantiene un control indirecto.

## **5.2- Dosificación del hormigón**

## **C5.2- Dosificación del hormigón**

Las recomendaciones para la dosificación del hormigón se dan en detalle en "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavy Weight, and Mass Concrete" (ACI 211.1)<sup>5.1</sup>. (Esta recomendación práctica proporciona dos métodos para seleccionar y ajustar las proporciones de un hormigón de peso normal; el método de peso estimado y el del volumen absoluto. Se muestran ejemplos de cálculo para ambos métodos. En un apéndice se presenta la dosificación para hormigón pesado por medio del método del volumen absoluto).

Las recomendaciones para hormigón liviano se proporcionan en "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete"

**5.2.1-** La dosificación de los materiales para el hormigón debe establecerse para lograr:

- (a) Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el hormigón dentro del moldaje y alrededor de la armadura bajo condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- (b) Resistencia a exposiciones especiales, según lo requerido en el Capítulo 4.
- (c) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia de la sección 5.6.

**5.2.2-** Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de la obra propuesta, debe evaluarse cada una de las combinaciones.

**5.2.3-** La dosificación del hormigón, incluyendo la razón agua-cemento, debe establecerse tomando como base la experiencia en obra y/o mezclas de prueba con los materiales que vayan a utilizarse (sección 5.3), a excepción de lo permitido en la sección 5.4 o lo requerido por el Capítulo 4.

**5.3- Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba**

(ACI 211.2)<sup>4.2</sup>. (En esta recomendación se describe un método para dosificar y ajustar el hormigón estructural que contiene agregados livianos).

**C5.2.1-** La razón agua/cemento seleccionada debe ser lo suficientemente baja, o la resistencia a la compresión lo suficientemente alta (para hormigón liviano) como para satisfacer tanto los criterios de resistencia (secciones 5.3 ó 5.4) como los requisitos para exposición especial (Capítulo 4). El código no incluye disposiciones sobre condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o altas temperaturas, ni sobre consideraciones estéticas, tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance de la norma y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y la dosificación del hormigón deben seleccionarse de manera que puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos por la norma y con los requisitos adicionales de los documentos del contrato.

**C5.2.3-** La norma hace hincapié en el empleo de la experiencia de terreno o de mezclas de prueba de laboratorio (sección 5.3) como el método preferido para seleccionar la dosificación del hormigón. Cuando no se dispone de experiencia previa o de datos de mezclas de pruebas, se permite calcular la razón agua/cemento como lo dispone la sección 5.4, pero sólo con autorización especial.

**C5.3- Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba**

Para seleccionar una mezcla adecuada de hormigón, hay que seguir tres pasos básicos. El primero es determinar la desviación estándar y el segundo determinar la resistencia promedio requerida. El tercer paso es la dosificación de la mezcla requerida para producir esa resistencia

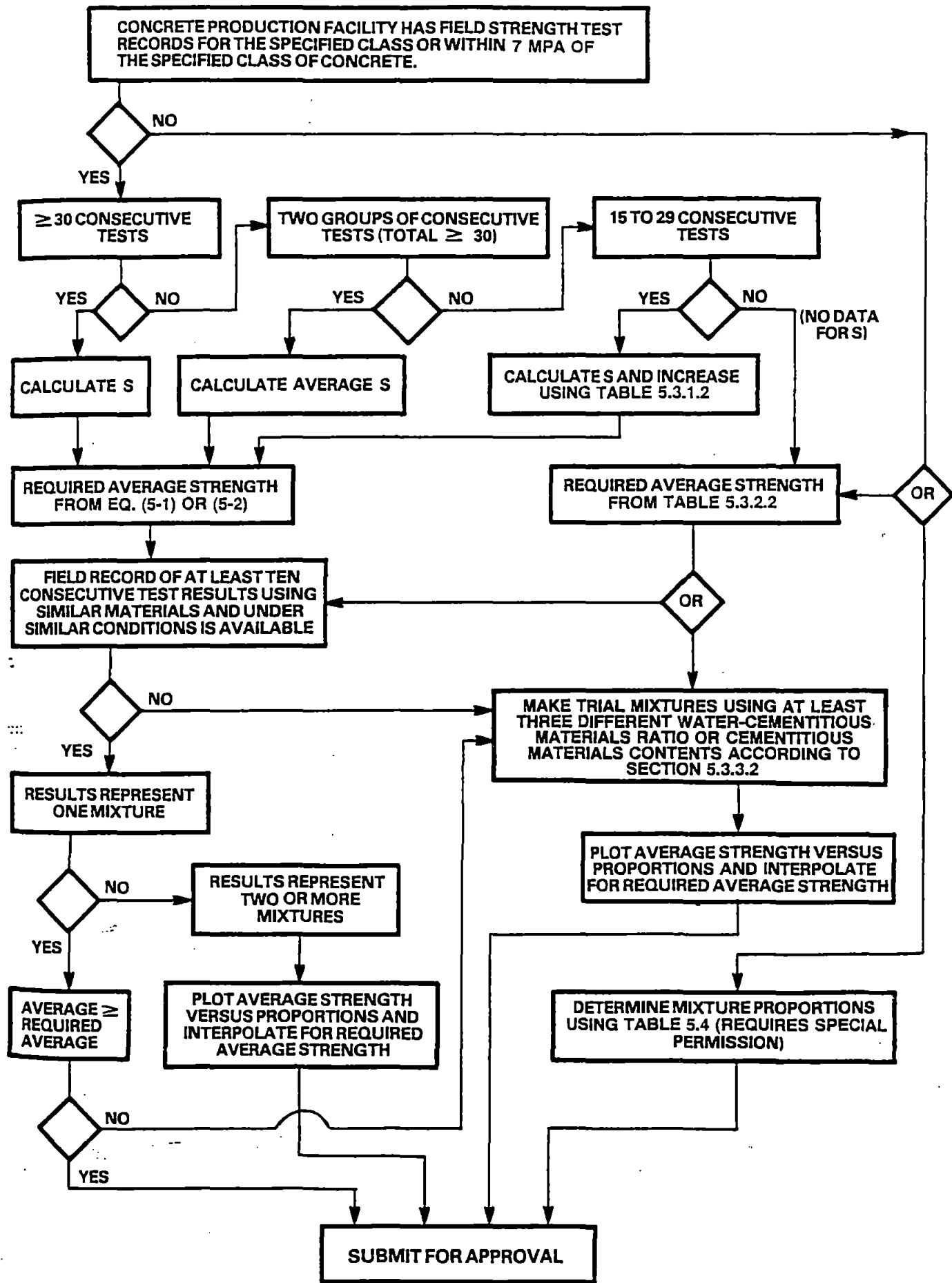


Fig. R5.3 – Flow chart for selection and documentation of concrete proportions

### 5.3.1- Desviación estándar

5.3.1.1- Cuando una planta de hormigón tiene registros de los ensayos, debe establecerse una desviación estándar. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula la desviación estándar:

(a) Deben representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas, y las variaciones en los materiales y en las dosificaciones no deben haber sido más restringidas que las de la obra propuesta.

(b) Deben representar un hormigón producido para que cumpla con una resistencia o resistencias especificadas  $f'_c$ , dentro de 7 MPa de la estipulada para la obra propuesta.

(c) Deben constar al menos de 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en la sección 5.6.1.4, excepto por lo especificado en la sección 5.3.1.2.

5.3.1.2- Cuando una planta de hormigón no tenga registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de la sección 5.3.1.1, pero sí tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer una desviación estándar como el producto de la desviación estándar calculada y el factor de modificación de la tabla 5.3.1.2. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de la

promedio, ya sea mediante mezclas de prueba o un adecuado registro de experiencias. La figura 5.3 es un diagrama de flujo que delinea la selección de mezclas y el procedimiento de documentación.

La mezcla seleccionada debe producir una resistencia promedio considerablemente más alta que la resistencia de diseño  $f'_c$ . El nivel de sobrediseño requerido depende de la variabilidad de los resultados los ensayos.

### C.5.3.1- Desviación estándar

Cuando una planta de hormigón tenga un adecuado registro de 30 ensayos consecutivos con materiales similares, y en las condiciones esperadas, la desviación estándar se calcula a partir de dichos resultados de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$s = \left[ \frac{(\sum X_i - nX)^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (C5A)$$

donde:

$s$  = desviación estándar, MPa.

$X_i$  = ensayo individual de resistencia como se define en la sección 5.6.1.4 del código.

$X$  = promedio de  $n$  resultados de ensayos de resistencia.

$n$  = número de ensayos consecutivos de resistencia.

La desviación estándar se emplea para determinar la resistencia promedio requerida en la sección 5.3.2.1.

Cuando se emplean dos registros de ensayos para obtener como mínimo 30 ensayos, la desviación estándar empleada debe ser el promedio estadístico de los valores calculados de cada registro de ensayos, de acuerdo con la siguiente fórmula:



sección 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días corridos.

**TABLA 5.3.1.2 FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS**

Número de ensayos*	Factor de modificación para la desviación estándar†
Menos de 15	Emplee la tabla 5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

\* Interpolarse para un número de ensayos intermedios.

† Desviación estándar modificada para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida  $f'_c$  de 5.3.2.1.

$$\bar{s} = \left[ \frac{(n_1 - 1)(s_1)^2 + (n_2 - 1)(s_2)^2}{(n_1 + n_2 - 2)} \right]^{1/2} \quad (C5B)$$

donde:

$\bar{s}$  = promedio estadístico de la desviación estándar cuando se emplean dos registros de ensayos para calcular la desviación estándar.

$s_1, s_2$  = desviaciones estándar calculadas de dos registros de ensayos, 1 y 2, respectivamente.

$n_1, n_2$  = número de ensayos en cada registro de ensayos, respectivamente.

Cuando se dispone de menos de 30 ensayos, pero con un mínimo de 15, la desviación estándar calculada se incrementa por el factor indicado en la tabla 5.3.1.2. Este procedimiento da como resultado una resistencia promedio requerida (incrementada) más conservadora. Los factores de la tabla 5.3.1.2 están basados en la distribución del muestreo de la desviación estándar y proporcionan protección (equivalente a la del registro de 30 ensayos) contra la posibilidad de que las muestras subestimen la desviación estándar de la población.

La desviación estándar empleada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe ser obtenida para condiciones "similares a las esperadas" (sección 5.3.1.1 a). Este requisito es importante para obtener hormigón aceptable. Se considera que el hormigón de los ensayos usados para determinar la desviación estándar es "similar" al requerido, cuando se hace con los mismos tipos generales de materiales, en condiciones de control de calidad de materiales y métodos de producción no más restrictivos que los del trabajo propuesto, y cuando su resistencia especificada no se desvía más de 7 MPa de  $f'_c$  requerida (sección 5.3.1b). Un cambio en el tipo de hormigón o un incremento importante en el nivel de resistencia puede aumentar la desviación estándar. Esta situación puede ocurrir con un cambio en el tipo de agregado (es decir, de agregado natural a

agregado liviano, o viceversa) o un cambio de hormigón sin aire incorporado a hormigón con aire incorporado. Así mismo, puede haber incremento en la desviación estándar cuando la resistencia promedio se eleva en un nivel importante, aunque el aumento de la desviación estándar debe ser algo menos que directamente proporcional al incremento de resistencia. Cuando existe duda justificada, cualquier desviación estándar estimada que se emplee para calcular la resistencia promedio requerida debe estar, siempre del lado conservador (aumentada).

Nótese que la norma utiliza la desviación estándar en MPa en vez del coeficiente de variación en porcentaje. Este último es semejante a la primera, expresado como porcentaje de la resistencia promedio.

Cuando no se dispone de un registro adecuado de resultados de ensayos, la resistencia promedio debe ser mayor que la resistencia de diseño, en una cantidad que varía de 7 a 10 MPa, dependiendo de la resistencia de diseño, véase la tabla 5.3.2.2.

Aunque la resistencia promedio y la desviación estándar tenga los niveles supuestos, habrá ensayos ocasionales que no cumplan con los criterios de aceptación de la sección 5.6.2.3 (tal vez un ensayo en 100).

### 5.3.2- Resistencia promedio requerida

5.3.2.1- La resistencia promedio a la compresión requerida,  $f'_{cr}$ , usada como base para la dosificación del hormigón debe ser la mayor de las Ec. (5-1) ó (5-2), empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la sección 5.3.1.1 o la sección 5.3.1.2.

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34s \quad (5-1)$$

o

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33s - 3.45 \quad (5-2)$$

### C5.3.2- Resistencia promedio requerida

C5.3.2.1- Una vez que se ha determinado la desviación estándar, la resistencia promedio requerida debe ser la mayor de las obtenidas con las ecuaciones (5-1) ó (5-2). La ecuación (5-1) proporciona una probabilidad de 1 en 100 de que los promedios de tres ensayos consecutivos sean inferiores a la resistencia  $f'_c$  especificada. La ecuación (5-2) proporciona una probabilidad similar de ensayos individuales, inferior es a la resistencia  $f'_c$  especificada en más de 3.5 MPa. Estas ecuaciones presuponen que la desviación estándar empleada es igual al valor

correspondiente a un número infinito o muy grande de ensayos. Por esta razón es deseable el empleo de desviaciones estándar estimadas en registros de 100 o más ensayos. Cuando se dispone de 30 ensayos, la probabilidad de falla será quizá algo mayor que de 1 en 100. Los refinamientos adicionales requeridos para lograr la probabilidad de 1 en 100 no se consideran necesarios, debido a la incertidumbre inherente al suponer que las condiciones imperantes, cuando se acumularon los requisitos de ensayo, serán similares a las condiciones operantes cuando se produjera el hormigón.

Además, el cambio adoptado en el ACI 318-77 (que exige tomar medidas para incrementar la resistencia promedio siempre que no se cumpla con alguno de los criterios de aceptación de la sección 5.6.2.3) se considera que proporciona una protección adicional importante frente a ensayos consecutivos de bajo valor.

5.3.2.2- Cuando una planta de hormigón no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de la desviación estándar, que se ajusten a los requisitos de la sección 5.3.1.1 o de la sección 5.3.1.2, la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  debe determinarse de la tabla 5.3.2.2, y la información relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de la sección 5.3.3.

**TABLA 5.3.2.2 - RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR**

Resistencia especificada a la compresión $f'_c$ , MPa	Resistencia promedio a la compresión requerida, $f'_{cr}$ , MPa
Menos de 20 MPa	$f'_c + 7.0$
de 20 a 35	$f'_c + 8.5$
Más de 35	$f'_c + 10.0$

### 5.3.3- Información relativa a la resistencia promedio

La documentación que evidencie que la dosificación propuesta para el hormigón produce una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida (sección 5.3.2), debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba.

5.3.3.1- Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el hormigón producen la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  (sección 5.3.2), dichos registros deben representar materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos

### C5.3.3- Información relativa a la resistencia promedio

Una vez que se conoce la resistencia promedio  $f'_{cr}$ , el siguiente paso es conocer la dosificación que produzca una resistencia promedio al menos igual a la resistencia promedio requerida, y que también cumpla con los requisitos especiales de exposición del capítulo 4. La documentación puede consistir en un registro de resistencia, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba en laboratorio. Generalmente, si se utiliza un registro de ensayos, tendrá que ser el mismo que se empleó para calcular la desviación estándar. Sin embargo, cuando este registro de ensayos indica una resistencia promedio menor o mayor que la resistencia promedio requerida, puede ser necesario o deseable usar dosificaciones diferentes. En estos casos, puede emplearse el promedio de un registro con al menos 10 ensayos, o puede establecerse la dosificación por interpolación entre las resistencias y dosificaciones de dos de tales registros de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos para establecer la dosificación necesaria para producir la resistencia promedio, deben cumplir con los requisitos de la sección 5.3.3.1 para "materiales y condiciones similares".

La norma de 1971 exigía que las mezclas de prueba se hicieran con los asentamientos y contenidos de aire máximos permitidos. Desde 1977, la norma ha proporcionado tolerancias para el asentamiento y contenido de aire máximos permitidos. El texto de la norma expresa claramente que estas tolerancias para el asentamiento y contenido de aire sólo se aplican a las mezclas de prueba y no a los registros de ensayos en obra ni a la producción posterior de hormigón en obra.

no deben ser más restringidos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días corridos. Las dosificaciones requeridas para el hormigón pueden establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, cada uno de los cuales cumpla con los otros requisitos de esta sección.

**5.3.3.2-** Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, la dosificación del hormigón puede establecerse a base de mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

(a) La combinación de materiales debe ser la de la obra propuesta.

(b) Las mezclas de prueba cuyas dosificaciones y consistencias son las requeridas para la obra propuesta deben prepararse empleando al menos tres razones agua-cemento o contenidos de cemento diferentes que produzcan una gama de resistencias que abarquen la resistencia promedio requerida  $f'_c$ .

(c) Las mezclas de prueba deben diseñarse para producir un descenso de cono dentro de  $\pm 20$  mm del máximo permitido, y para hormigón con aire incorporado, dentro de  $\pm 0.5\%$  del máximo contenido de aire permitido.

(d) Para cada razón agua-cemento o contenido de cemento deben hacerse y curarse al menos tres probetas cilíndricas para cada edad de ensayo de acuerdo con "Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory" (ASTM C 192). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar  $f'_c$ .

(e) A partir de los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas debe graficarse una curva que muestre la correspondencia entre la

razón agua-cemento o el contenido de cemento, y la resistencia a compresión a la edad de ensayo determinada.

(f) La máxima razón agua-cemento o el mínimo contenido de cemento para el hormigón que vaya a emplearse en la obra propuesta debe ser el que indique la curva para producir la resistencia promedio requerida por la sección 5.3.2, a no ser que de acuerdo al Capítulo 4 se indique una razón agua-cemento inferior o una resistencia mayor.

#### 5.4- Dosificación por medio de la razón agua - cemento

5.4.1- Cuando no se disponga de los datos requeridos por la sección 5.3, la dosificación del hormigón debe estar basada en los límites para las razones agua-cemento de la tabla 5.4, si se tiene la aprobación del ingeniero o el arquitecto.

**TABLA 5.4 Razones agua-cemento máximas permisibles para hormigón cuando no se dispone de datos de resistencia en obra o de mezclas de prueba.**

Resistencia especificada a la compresión, $f'_c$ , MPa*	Razón agua-cemento absoluta en peso	
	Hormigón sin aire incorporado	Hormigón con aire incorporado
17	0.67	0.54
21	0.58	0.46
24	0.51	0.40
28	0.44	0.35
31	0.38	†
34	†	†

\* Resistencia a los 28 días. Con la mayoría de los materiales las razones agua-cemento mostradas producen resistencias promedio mayores que las indicadas como necesarias en la sección 5.3.2.

† Para resistencias mayores de 31 MPa (hormigón sin aire incorporado) y de 28 MPa (con aire incorporado), las dosificaciones del hormigón deben establecerse de acuerdo con los métodos de la sección 5.3.

#### C5.4.- Dosificación por medio de la razón agua-cemento

C5.4.1- Cuando no se dispone de experiencia previa o de datos de mezclas de prueba, puede emplearse la razón agua/cemento de la tabla 5.4, pero sólo con un permiso especial. Se requiere del permiso especial, dado que distintas combinaciones de materiales producen hormigones que varían considerablemente en cuanto al nivel de resistencia alcanzado con una relación agua/cemento determinada. Por lo tanto, una tabla única que relacione la resistencia del hormigón con la relación agua/cemento, por necesidad, debe ser muy conservadora. En atención a la economía, el método aproximado debe aplicarse sólo a estructuras relativamente pequeñas, en las que no se justifica el costo adicional de mezclas de prueba. También por cuestiones económicas, en la norma de 1977 se eliminaron los valores tabulados para  $f'_c=35$  MPa (hormigón sin aire incorporado) y  $f'_c=31$  MPa (hormigón con aire incorporado). Para estos hormigones de resistencia más elevada, se requiere dosificación por experiencia de obra o mezclas de prueba.

5.4.2- La tabla 5.4 debe emplearse sólo para hormigones que se hagan con cementos que cumplan con los requisitos de resistencia de los Tipos I, IA, II, IIA, III, IIIA, o V de "Specification for Portland Cement" (ASTM C 150), o Tipos IS, IS-A, IS(MS), IS-A(MS), I(SM), I(SM)-A, IP, IP-A, I(PM), I(PM)-A, IP(MS), IP-A (MS), o P de "Specification for Blended Hydraulic Cements" (ASTM C 595), y no debe aplicarse a hormigones que contengan agregados livianos o aditivos que no sean para incorporación de aire.

C5.4.2- En la norma de 1977, el empleo de la tabla 5.4 se generalizó con el fin de incluir al cemento Tipo V y a varios de los cementos hidráulicos combinados de la norma ASTM C 595. Se considera que la tabla 5.4 se puede utilizar con todos los cementos mencionados, por razón de lo conservador de los límites de la razón agua/cemento y por el hecho de que la dosificación por medio de este método debe permitirse únicamente en circunstancias especiales, cuando no se dispone de experiencia en obra o de mezclas de prueba. Las siguientes recomendaciones se presentan como una guía para el empleo de cementos combinados y del Tipo V:

- (a) Generalmente, las resistencias del cemento exceden los requisitos mínimos de la ASTM en cantidades significativas, y los requisitos mínimos especificados varían según el tipo de cemento. Se puede obtener valiosa información acerca de los cementos combinados o Tipo V mediante la comparación de los niveles de resistencia informados en los ensayos de fábrica para el cemento propuesto y los niveles mínimos especificados para los Tipos I y II, o los Tipos IA y IIA para hormigón con aire incorporado.
- (b) Cuando se propone emplear cementos con aire incorporado (sufijo A), se usan las razones agua/cemento más bajas de la tabla 5.4.
- (c) Cuando se utilizan cementos tipo V y P o los de resistencia moderada a los sulfatos (MS), debe darse la debida importancia a los efectos de la lenta ganancia de resistencia durante la construcción.
- (d) Cuando se dosifica usando la tabla 5.4, hay que tener presente que el empleo de aditivos (aparte de los incorporadores de aire) o de agregados livianos, está prohibido.

5.4.3- El hormigón dosificado mediante los límites de la razón agua-cemento indicados en la tabla 5.4 también debe cumplir con los requisitos de exposición especial del Capítulo 4 y con los criterios de ensayos de resistencia a la compresión de la sección 5.6.

### **5.5- Reducción de la resistencia promedio**

Conforme se tenga disponibles más datos durante la construcción, puede reducirse la cantidad por la que el valor  $f'_{cr}$  debe exceder el valor especificado  $f'_c$ , siempre que:

(a) Estén disponibles los resultados de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por la sección 5.3.2.1, empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la sección 5.3.1.1, ó

(b) Estén disponibles los resultados de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por la sección 5.3.2.1, utilizando una desviación estándar calculada de acuerdo con la sección 5.3.1.2, y

(c) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del Capítulo 4.

### **5.6- Evaluación y aceptación del hormigón**

#### **C5.6- Evaluación y aceptación del hormigón**

Una vez que se ha seleccionado la dosificación y se ha iniciado la obra, los criterios para la evaluación y aceptación del hormigón se pueden obtener de la sección 5.6.

En la norma se han hecho esfuerzos para proporcionar una base clara y precisa para evaluar la aceptación del hormigón, así como para indicar el curso de acción que debe seguirse cuando los resultados de los ensayos de resistencia no son satisfactorios.



### 5.6.1- Frecuencia de los ensayos

5.6.1.1- Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de hormigón colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez cada 120 m<sup>3</sup> de hormigón, ni menos de una vez cada 500 m<sup>2</sup> de superficie de losas y muros.

5.6.1.2- Cuando en un proyecto dado el volumen total de hormigón sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por la sección 5.6.1.1 proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de hormigón, los ensayos deberán hacerse por lo menos en cinco mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla cuando se empleen menos de cinco mezclas.

5.6.1.3- Cuando la cantidad total de una clase dada de hormigón sea menor de 40 m<sup>3</sup>, la autoridad pública podrá autorizar que se omitan los ensayos de resistencia cuando a su juicio se

### C5.6.1- Frecuencia de los ensayos

C5.6.1.1- Los siguientes tres criterios establecen la mínima frecuencia de muestreo requerida para cada clase de hormigón:

- (a) Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que
- (b) Una vez por cada 120 m<sup>2</sup> de cada clase colocada cada día, pero no menos que
- (c) Una vez por cada 500 cm<sup>2</sup> de superficie de losa o muro hormigonada cada día.

Sólo debe considerarse un lado de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor de 250 mm, el criterio (c) requerirá de un muestreo mayor a una vez por cada 120 m<sup>3</sup> colocados.

C5.6.1.2- Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse estrictamente al azar si se pretende evaluar adecuadamente la aceptación del hormigón. Para ser representativa, la elección del momento de muestreo, o de los lotes de hormigón a muestrearse, debe hacerse al azar dentro del período de hormigonado. Si las mezclas que se van a muestrear se seleccionan basándose en la apariencia, la conveniencia, u otros criterios -quizá negativos- los conceptos estadísticos pierden su validez. Obviamente, no debe hacerse más de un ensayo (un promedio de dos cilindros hechos de la muestra: sección 5.6.1.4) de una sola mezcla, y no debe agregarse agua al hormigón una vez que se haya tomado la muestra.

El método ATSM D 3665 describe los procedimientos para selección aleatoria de lotes a ensayar.

proporcione evidencia de que la resistencia es satisfactoria.

5.6.1.4- Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra de hormigón y ensayados a 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de  $f'_c$ .

#### 5.6.2- Probetas curadas en laboratorio

5.6.2.1- Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con "Method of Sampling Freshly Mixed Concrete" (ASTM C 172).

5.6.2.2- Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser moldeados y curados en laboratorio de acuerdo con "Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" (ASTM C 31), y deben ensayarse de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", (ASTM C 39).

5.6.2.3- El nivel de resistencia de una clase determinada de hormigón se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

- (a) El promedio de todas las series de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a  $f'_c$ .
- (b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que  $f'_c$  por más de 3.5 MPa.

#### C5.6.2- Probetas curadas en laboratorio

C5.6.2.3- Se da un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo hormigón usado en estructuras diseñadas de acuerdo con el código, sin tomar en cuenta el método de diseño utilizado. Se considera que la resistencia del hormigón es satisfactoria si el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos permanece por encima de la resistencia  $f'_c$  especificada, y ningún ensayo individual de resistencia resulta menor que  $f'_c$  en más de 3.5 MPa. La evaluación y aceptación del hormigón se puede realizar inmediatamente a medida que los resultados de los ensayos se reciben durante el transcurso de la obra. En ocasiones se pueden dar ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios (probablemente una vez en 100 ensayos), aun cuando el nivel de resistencia y la uniformidad del hormigón sean satisfactorios. Debe haber tolerancia para tales desviaciones estadísticas previsibles al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no. En términos de

probabilidad de falla, el criterio de un resultado de resistencia individual mínima de 3.5 MPa menor que  $f'_c$  se adapta por sí mismo más rápidamente a un número pequeño de ensayos. Por ejemplo, si únicamente se hacen cinco pruebas en una obra pequeña, es evidente que cuando los resultados de cualquiera de ellos (promedio de dos cilindros) sean menores que  $f'_c$  en más de 3.5 MPa, el criterio no se cumple.

**5.6.2.4-** Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de la sección 5.6.2.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los ensayos de resistencia subsecuentes.

Cuando no se satisfagan los requisitos de la sección 5.6.2.3 (b) deben observarse los requisitos de la sección 5.6.4.

**C5.6.2.4-** Cuando el hormigón no cumple con cualquiera de los requisitos de resistencia de la sección 5.6.2.3., deben tomarse medidas para incrementar el promedio de los resultados de los ensayos del hormigón. Si se ha suministrado el suficiente hormigón para acumular por lo menos 15 ensayos, éstas deben utilizarse a fin de establecer una nueva meta de resistencia promedio tal como se describe en la sección 5.3.

Cuando se han practicado menos de 15 ensayos sobre la clase de hormigón en cuestión, el nuevo nivel por alcanzar debe ser al menos igual al nivel promedio empleado en la dosificación inicial. Cuando el promedio de los ensayos disponibles hechas en el proyecto iguala o es mayor que el nivel empleado en la dosificación inicial, se requiere un incremento adicional en el nivel promedio.

Las medidas que se tomen a fin de incrementar el nivel promedio de los resultados dependen de las circunstancias particulares, pero pueden incluir una o más de las siguientes alternativas:

- (a) Incremento en el contenido de cemento.
- (b) Cambios en la dosificación.
- (c) Mejor control o reducción del asentamiento.
- (d) Reducción del tiempo de entrega.
- (e) Control más estricto del contenido de aire.

(f) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de los procedimientos estándar de ensayo.

Tales cambios en los procedimientos de ensayo y operación, o los cambios en el contenido de cemento o en el asentamiento, no requieren de una nueva autorización formal según los procedimientos de la sección 5.3. No obstante, cambios importantes en las fuentes de cemento, los agregados o los aditivos deben estar acompañados por evidencia de que se mejorará el nivel promedio de resistencia.

Los cilindros o testigos para ensayos de laboratorio para determinar el cumplimiento de estos requisitos deben ser acreditados o inspeccionados para ver que se cumplan los requisitos de ASTM C 1077<sup>5.3</sup> por una agencia reconocida tal como la American Association for Laboratory Accreditation, (A2LA), AASHTO Materiales Reference Laboratory (AMRL), National Voluntary Laboratory Accreditation Program (NVLAP), Cement and Concrete Reference Laboratory (CCRL), o alguna otra agencia equivalente.

### **5.6.3- Probetas curadas en obra**

**5.6.3.1-** La autoridad pública puede exigir ensayos de resistencia de cilindros curados en condiciones de obra para verificar lo adecuado del curado y la protección del hormigón en la estructura.

**5.6.3.2-** Los cilindros deben curarse en condiciones de obra de acuerdo con "Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" (ASTM C 31).

**5.6.3.3-** Los cilindros de ensayo curados en la obra deben moldearse al mismo tiempo y desde las mismas muestras que los cilindros de ensayo curados en laboratorio.

### **C5.6.3- Probetas curadas en obra**

5.6.3.4- Los procedimientos para proteger y curar el hormigón deben mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar  $f'_c$ , sea inferior al 85% de la resistencia de cilindros compañeros curados en laboratorio. La limitación del 85% puede omitirse cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a  $f'_c$  en más de 3.5 MPa.

#### 5.6.4- Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

5.6.4.1- Si cualquier ensayo de resistencia (sección 5.6.1.4) de cilindros curados en el laboratorio es menor que el valor especificado  $f'_c$  por más de 3.5 MPa (sección 5.6.2.3(b)), o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de protección y de curado (sección 5.6.3.4), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.

5.6.4.2- Si se confirma que el hormigón es de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga puede haberse reducido significativamente, se pueden solicitar ensayos de testigos extraídos de la zona en cuestión, de acuerdo con "Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete" (ASTM C 42). En esos casos deben tomarse tres testigos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor de  $f'_c$  en más de 3.5 MPa.

C5.6.3.4- En la norma se proporcionan guías para la interpretación de los ensayos de cilindros curados en obra. Las investigaciones han demostrado que los cilindros protegidos y curados para representar una buena práctica en obra, no deben tener una resistencia menor a aproximadamente el 85 por ciento de la resistencia de cilindros estándar con curado húmedo en laboratorio. Este porcentaje se ha establecido únicamente como una base racional para juzgar la adecuación del curado en obra. La comparación se hace sobre las resistencias reales de cilindros compañeros curados en la obra y en laboratorio, y no entre cilindros curados en obra y el valor especificado de  $f'_c$ . Sin embargo, los resultados para los cilindros curados en obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia  $f'_c$  especificada en más de 3.5 MPa, aun cuando falten en alcanzar el 85% de la resistencia de las probetas compañeras curadas en el laboratorio.

#### C5.6.4- Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplan con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias, estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. La Autoridad Pública debe aplicar su juicio sobre la verdadera importancia de los resultados bajos y la necesidad o no de tomarlos en cuenta. Si se juzga necesario efectuar investigaciones adicionales, éstas pueden incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de testigos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos del hormigón en obra, tales como: penetración de sonda, rebote de martillo, velocidad de pulso ultrasónico, o arrancamiento, pueden ser útiles para determinar si una porción de estructura realmente contiene o no hormigón de baja resistencia. Dichos ensayos son valiosos principalmente si se consideran dentro de la misma obra, más que como mediciones cuantitativas de resistencia. Para testigos, si se

5.6.4.3- Si el hormigón de la estructura va a estar seco en las condiciones de servicio, los testigos deben secarse al aire (temperatura entre 15 y 30°C, humedad relativa menor del 60%) durante 7 días antes del ensayo, y deben ensayarse secos. Si el hormigón de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo en las condiciones de servicio, los testigos deben sumergirse en agua por lo menos durante 40 horas y ensayarse húmedos.

5.6.4.4- El hormigón de la zona representada por los testigos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de los tres testigos es por lo menos igual al 85% de  $f'_c$ , y ningún testigo tiene una resistencia menor del 75% de  $f'_c$ . Cuando los testigos den valores erráticos, se permite extraer testigos adicionales de la misma zona.

5.6.4.5- Si no se satisfacen los criterios de la sección 5.6.4.4, y si persisten las dudas con respecto a la confiabilidad estructural, la autoridad responsable puede ordenar pruebas de carga como se señala en el capítulo 20 para la parte dudosa de la estructura, o puede tomar otras medidas según las circunstancias.

requieren, se dan criterios de aceptación conservadores capaces de asegurar la suficiencia estructural para casi cualquier tipo de construcción<sup>5.4-5.7</sup>. Las resistencias bajas pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio de la Autoridad Pública y del ingeniero diseñador. Cuando los ensayos de testigos no demuestren con seguridad lo adecuado de la estructura, puede ser práctico, especialmente en el caso de sistemas de techos o entrepisos, que la Autoridad Pública solicite una prueba de carga (capítulo 20). A falta de pruebas de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un esfuerzo para mejorar la resistencia del hormigón, recurriendo a un curado húmedo suplementario. La efectividad de dicho tratamiento debe ser verificada mediante evaluaciones adicionales de resistencia, mediante los procedimientos anteriormente expuestos.

Debe observarse que los ensayos de testigos que tengan un promedio del 85% de la resistencia especificada son totalmente adecuadas. No es realista esperar que los ensayos de testigos den resistencias iguales a  $f'_c$ , ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, las condiciones para obtener las muestras y los procedimientos de curado no permiten que se obtengan valores iguales.

La norma, según lo establecido, se preocupa por garantizar la seguridad estructural; las indicaciones de la sección 5.6 están dirigidas a ese objetivo. No es función del código asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, sean o no de índole tal que necesiten medidas correctivas.

Bajo los requisitos de esta sección, los testigos que se obtengan para confirmar la suficiencia estructural, usualmente serán tomados a edades posteriores a las especificadas para la determinación de  $f'_c$ .

## 5.7- Preparación del equipo y del lugar de colocación

5.7.1- La preparación previa a la colocación del hormigón debe incluir lo siguiente:

- (a) Todo equipo de mezclado y transporte del hormigón debe estar limpio.
- (b) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el hormigón.
- (c) Los moldajes deben estar recubiertos con un desmoldante adecuado.
- (d) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el hormigón deben estar bien humedecidas.
- (e) La armadura debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos nocivos.
- (f) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del hormigón antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo tolva para hormigonado bajo agua o que lo permita la autoridad pública.
- (g) La superficie del hormigón endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales sueltos antes de colocar hormigón adicional sobre ella.

## 5.8- Mezclado

5.8.1- Todo hormigón debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales, y la mezcladora debe descargarse completamente antes de que se vuelva a cargar.

5.8.2- El hormigón premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de "Specification for Ready-Mixed Concrete"

## C5.7- Preparación del equipo y del lugar de colocación

En "Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete" del Comité ACI 304<sup>5,8</sup>, se describen en detalles las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del hormigón. (Presenta métodos y procedimientos de control, manejo, almacenamiento de materiales, medición, tolerancias para la dosificación, mezclado, métodos de colocación, transporte y colocación.)

La atención está dirigida a la necesidad de emplear equipo limpio y limpiar completamente los moldes y la armadura antes de proceder a colocar el hormigón. En particular deben eliminarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro de los moldes. La armadura debe estar completamente libre de hielo, mugre, óxido suelto, escoria de fundición y otros recubrimientos. Debe retirarse el exceso de agua de los moldes.

## C5.8- Mezclado

Un hormigón de calidad uniforme y satisfactoria requiere que los materiales se mezclen totalmente hasta que tengan una apariencia uniforme y todos los componentes se hayan distribuido. Las muestras tomadas de distintas porciones de una mezcla deben tener en esencia el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. En la norma

(ASTM C 94) o "Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing" (ASTM C 685).

**5.8.3-** El hormigón mezclado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

(a) El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado.

(b) La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.

(c) El mezclado debe prolongarse por lo menos durante 1.5 min. después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "Specification for Ready-Mixed Concrete" (ASTM C 94).

(d) El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de "Specification for Ready-Mixed Concrete" (ASTM C 94).

(e) Debe llevarse un registro detallado para identificar:

- (1) Número de amasadas producidas;
- (2) Dosificación del hormigón producido;
- (3) Ubicación aproximada de colocación de cada amasada;
- (4) Hora y fecha del mezclado y del hormigonado;

## 5.9- Transporte

**5.9.1-** El hormigón debe transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

ASTM C 94 se especifican los métodos de ensayo para la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores que incluyen el volumen de la mezcla, su rigidez, tamaño y granulometría del agregado y la eficiencia de la mezcladora. Deben evitarse tiempos de mezclado excesivamente prolongados, ya que pueden moler los agregados.

## C5.9 Transporte

Cada paso en el manejo y transporte del hormigón necesita ser cuidadosamente controlado a fin de mantener la uniformidad dentro de una mezcla determinada así como también de mezcla a



**5.9.2-** El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de hormigón en el sitio de colocación sin segregación de los componentes, y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre sucesivos incrementos de hormigonado.

mezcla. Es esencial evitar segregación entre el agregado grueso y el mortero o entre el agua y los demás componentes.

La norma requiere que el equipo de manejo y transporte del hormigón debe ser capaz de suministrar continua y confiablemente hormigón al lugar de la colocación bajo todas las condiciones y para todos los métodos de colocación. Las disposiciones de la sección 5.9 se aplican a todos los métodos de colocación, incluyendo bombas, cintas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, capachos y tubos tremie.

Puede haber una pérdida considerable de resistencia del hormigón cuando se bombea a través de una tubería de aluminio o de aleaciones de aluminio.<sup>5.9</sup> Se ha demostrado que el hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y la erosión del aluminio de la superficie interior de la tubería provoca una reducción de la resistencia de hasta un 50%. Por consiguiente, no debe utilizarse equipo hecho de aluminio o de aleaciones de aluminio para tuberías de bombeo, tubos tremie o canoas a menos que sean cortos tales como los que se emplean para descargar el hormigón de un camión mixer.

## **5.10- Colocación**

**5.10.1-** El hormigón debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

**5.10.2-** El hormigonado debe efectuarse a tal velocidad que el hormigón conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre la armadura.

**5.10.3-** No debe colocarse en la estructura el hormigón que se haya fraguado parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

**5.10.4-** El hormigón retemplado o aquél que se haya remezclado después del fraguado inicial no

## **C5.10- Colocación**

La manipulación excesiva del hormigón puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente, en el código se toman precauciones contra esta práctica. No debe permitirse la adición de agua para reemplar hormigón parcialmente fraguado, a menos que se tenga autorización especial. Sin embargo, esto no excluye a la práctica (aprobada en la ASTM C 94) de agregar agua al hormigón mezclado para alcanzar el rango especificado de asentamiento, siempre que no se violen los límites prescritos para tiempo máximo de mezclado y para la razón agua/cemento.

La sección 5.10.4. de la norma de 1971 indicaba que "cuando las condiciones hagan difícil la

debe utilizarse, a menos sea aprobado por el Ingeniero constructor.

**5.10.5-** Una vez iniciado el hormigonado, éste debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del paño o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas, excepto en lo permitido o prohibido por la sección 6.4.

**5.10.6-** La superficie superior de las capas hormigonadas verticalmente por lo general deben estar a nivel.

**5.10.7-** Cuando necesite juntas de hormigonado, éstas deben hacerse de acuerdo con la sección 6.4.

**5.10.8-** Todo hormigón debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor de la armadura y de la instalaciones embebidas, y dentro de las esquinas de los moldajes.

## 5.11- Curado

**5.11.1-** A menos que el curado se realice de acuerdo con la sección 5.11.3, el hormigón debe mantenerse a una temperatura sobre 10°C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para hormigón de alta resistencia inicial).

**5.11.2-** El hormigón de alta resistencia inicial debe mantenerse sobre 10°C y en condiciones de humedad por lo menos los primeros 3 días, excepto cuando se cure de acuerdo con la sección 5.11.3.

compactación, o donde esté congestionada la armadura, se depositará primero en los moldes una capa de mortero que tenga la misma proporción de cemento, arena y agua que la usada en el hormigón de por lo menos 2.5 mm". Este requisito fue eliminado de la norma en 1977, puesto que las condiciones para las que era aplicable no podían definirse con suficiente precisión para justificar su inclusión. No obstante, la práctica tiene sus méritos y podría incorporarse en las especificaciones de la obra si resultara apropiado, asignando de preferencia la responsabilidad de su aplicación al inspector de la obra en vez de la Autoridad Pública. El uso de capas de mortero ayuda a prevenir la formación de nidos y la deficiente adherencia de el hormigón con la armadura. El mortero debe colocarse inmediatamente antes de depositar el hormigón, y su estado debe ser plástico (ni duro ni fluido) cuando se coloque el hormigón.

En "**Guide for Consolidation of Concrete**" del Comité ACI 309<sup>5.10</sup>, se proporcionan recomendaciones detalladas para la compactación del hormigón. (Presenta información actualizada acerca del mecanismo de la compactación, y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de hormigón).

## C5.11- Curado

En "**Standard Practice for Curing Concrete**", del Comité ACI 308<sup>5.11</sup> se dan recomendaciones para el curado del hormigón. (Describe los principios básicos para el curado, al igual que diversos métodos, procedimientos y materiales para curar el hormigón.)

### 5.11.3- Curado acelerado

5.11.3.1- El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.11.3.2- El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del hormigón en la etapa de carga considerada por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

5.11.3.3- El procedimiento de curado debe ser tal que produzca un hormigón con una durabilidad equivalente al menos a la de los métodos de curado indicados en 5.11.1 ó 5.11.2.

5.11.4- Cuando lo requiera el ingeniero estructural o el arquitecto, pueden exigirse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con la sección 5.6.3, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

### C5.11.3- Curado acelerado

Las disposiciones de esta sección se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para elementos prefabricados o moldeados en la obra. La resistencia última a la compresión de un hormigón curado con vapor no es tan alta como la de un hormigón semejante curado continuamente en condiciones de humedad a temperaturas moderadas. Asimismo, el módulo de elasticidad  $E_c$  de probetas curadas con vapor puede diferir con respecto a probetas curadas con humedad a temperaturas normales. Cuando se use el curado con vapor, es aconsejable fundamentar la dosificación de la mezcla en el ensayo de cilindros curados con vapor.

Los procedimientos de curado acelerado requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y satisfactorios. Es esencial evitar la pérdida de humedad durante el proceso de curado.

C5.11.4- Además de requerir una temperatura y tiempo mínimo de curado para el hormigón normal y el de alta resistencia inicial, la norma proporciona en la sección 5.6.3 un criterio específico para juzgar lo adecuado del curado en obra. A la edad de ensayo para la que se ha especificado la resistencia (generalmente 28 días) los cilindros curados en obra deben tener resistencias no menores del 85% de los cilindros compañeros curados en el laboratorio. Para poder hacer una comparación razonablemente válida los cilindros curados en obra y los compañeros curados en el laboratorio deben ser de la misma muestra. Los cilindros curados en obra deben curarse en condiciones idénticas a los de la estructura. Si ésta está protegida de la interperie, el cilindro debe protegerse en forma semejante.

Esto es, los cilindros relacionados con los elementos estructurales que no estén directamente expuestos a la acción del clima deben curarse al lado de dichos elementos, y dotarlos del mismo grado de protección y tipo de curado.

Obviamente, los cilindros de obra no deben tratarse de manera más favorable que a los elementos que representan. (Para información adicional véase la sección 5.6.3 del código y de los comentarios.)

Si los cilindros curados en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria por esta comparación, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si los ensayos indican una posible deficiencia seria en la resistencia del hormigón de la estructura, pueden requerirse ensayos de testigo, con o sin un curado húmedo suplementario, a fin de verificar lo adecuado de la estructura, como lo dispone la sección 5.6.4.

### **5.12- Requisitos para tiempo frío**

**5.12.1-** Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del hormigón y protegerlo contra temperaturas de congelación o cercanas a ella.

**5.12.2-** Todos los materiales componentes del hormigón y todo el acero de refuerzo, el moldaje, los rellenos y el terreno con el que habrá de estar en contacto el hormigón deben estar libres de escarcha.

**5.12.3-** No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

### **5.13- Requisitos para tiempo caluroso**

En tiempo caluroso debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el hormigón o la evaporación del agua, lo cual podría dañar la resistencia requerida o la serviciabilidad del elemento o de la estructura.

### **C5.12-Requisitos para tiempo frío**

En "**Cold Weather Concreting**" del Comité ACI 306<sup>5.12</sup> se proporcionan recomendaciones detalladas para la colocación del hormigón en tiempo frío. (Presenta los requisitos y métodos para producir hormigón satisfactorio en tiempo frío).

### **C5.13-Requisitos para tiempo caluroso**

En "**Hot Weather Concreting**", del Comité ACI 305<sup>5.13</sup> se dan recomendaciones para el colocación del hormigón en tiempo caluroso. (Define los factores del tiempo caluroso que afectan las propiedades del hormigón y las prácticas de construcción, y recomienda las medidas que se deben tomar a fin de eliminar o minimizar los efectos nocivos.)

## CAPÍTULO 6 - MOLDAJES, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

### 6.1- Diseño de moldajes

6.1.1- Los moldajes deben dar como resultado una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo establecido en los planos de cálculo y en las especificaciones.

6.1.2- Los moldajes deben ser esencialmente y suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

6.1.3- Los moldajes deben estar adecuadamente apuntalados o unidos entre sí, de tal manera que conserven su forma y posición.

6.1.4- Los moldajes y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no se dañe la estructura previamente construida.

6.1.5- El diseño de los moldajes debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- (a) Velocidad y método de colocación del hormigón.
- (b) Cargas de construcción, incluyendo carga vertical, horizontal y de impacto.
- (c) Requisitos especiales de los moldajes, necesarios para la construcción de cáscaras, placas plegadas, domos, hormigón arquitectónico u otros tipos de elementos similares.

6.1.6- Los moldajes para elementos de hormigón pretensado deben estar diseñados y construidos de manera que permitan el desplazamiento del elemento sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de pretensado.

### C6.1- Diseño de moldajes

En el capítulo 6 se especifican solamente los requisitos mínimos de comportamiento para los moldajes, necesarios para la seguridad y la salud pública. Los moldajes para el hormigón, incluyendo el diseño, la construcción y la remoción exigen un criterio bien fundado y una acertada planificación, a fin de lograr moldes que sean tanto económicos como seguros. En "**Guide to Formwork for Concrete**"<sup>6.1</sup>, se proporciona información detallada acerca de los moldajes para el hormigón. (Presenta recomendaciones para el diseño, la construcción y los materiales de los moldajes, moldes para estructuras especiales y moldajes para métodos especiales de construcción. Aunque están dirigidos principalmente a los contratistas, los criterios sugeridos sirven de ayuda a ingenieros y arquitectos en la preparación de las especificaciones de la obra.)

"**Formwork for Concrete**"<sup>6.2</sup> presentado por el comité ACI 347. (Instructivo para contratistas, ingenieros y arquitectos siguiendo las guías establecidas en la norma ACI 347R-88. Se describe la planificación, construcción y uso de los moldajes, incluyendo tablas, diagramas y fórmulas para las cargas de diseño de los moldajes.)

## 6.2- Desmolde y retiro de alzaprimas

6.2.1- Ninguna carga de construcción debe apoyarse sobre de la estructura en construcción, ni se debe retirar ninguna alzaprima, excepto cuando esa parte de la estructura en conjunto con el sistema de moldaje y alzaprimas restante tenga suficiente resistencia como para soportar con seguridad su peso propio y las cargas colocadas sobre ella.

6.2.1.1- Debe demostrarse mediante análisis estructural la existencia de suficiente resistencia, considerando las cargas propuestas, la resistencia del sistema de moldajes y alzaprimas, así como los datos de resistencia del hormigón. Los datos de resistencia del hormigón deben estar basados en ensayos de cilindros curados en obra o, cuando lo apruebe la autoridad pública, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón. Los resultados del análisis estructural y de los ensayos de resistencia del hormigón deben ponerse a disposición de la autoridad pública cuando así lo requiera.

6.2.2- Ninguna carga de construcción que exceda la combinación de la carga permanente impuesta más la sobrecarga especificada, debe apoyarse en una zona de la estructura en construcción sin alzaprimas, a menos que un análisis indique que existe una resistencia adecuada para soportar tales cargas adicionales.

6.2.3- El desmolde debe hacerse de tal forma que no perjudique la seguridad global y la serviciabilidad de la estructura. El hormigón que se desmolde debe ser lo suficientemente resistente para no sufrir daños como consecuencia del desmolde.

6.2.4- Los apoyos del moldaje para elementos de hormigón pretensado se pueden retirar sólo cuando se haya aplicado suficiente fuerza de pretensado para que dichos elementos sean capaces de resistir su propio peso y las cargas de construcción previstas.

## C6.2- Desmolde y retiro de alzaprimas

Para determinar el tiempo de desmolde deben considerarse las cargas de construcción y las posibles deformaciones.<sup>6.3</sup> Las cargas de construcción son, frecuentemente, por lo menos tan altas como las sobrecargas de diseño. A edades tempranas, una estructura puede ser bastante resistente para soportar las cargas aplicadas, pero deformarse lo suficiente como para que se produzca un daño permanente.

La evaluación de la resistencia del hormigón durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando cilindros curados en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por la Autoridad Pública, tales como:

- (a) Ensayos de cilindros moldeados en obra, de acuerdo con "Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast-in-Place in Cylindrical Molds"(ASTM C 873). (El empleo de este método está limitado a losas de hormigón cuyo espesor sea de 125 a 300 mm.)
- (b) Resistencia a la penetración de acuerdo con "Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete"(ASTM C 803).
- (c) Resistencia al arrancamiento de acuerdo con "Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete"(ASTM C 900).
- (d) Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con ASTM C 1074.<sup>6.4</sup>

Los procedimientos (b), (c) y (d) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la comprensión de cilindros moldeados o de testigos.

Cuando la estructura está debidamente apoyada en los puntales, los moldes laterales de vigas, cadenas, columnas, muros y otros moldajes verticales

semejantes se pueden remover generalmente después de 12 hrs. de tiempo de curado acumulado, siempre que los moldes laterales no tengan cargas diferentes a las de la presión del hormigón plástico. El término "tiempo de curado acumulado" representa la suma de períodos, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al hormigón es de más de 10°C. Las 12 hrs. de tiempo de curado acumulado se basan en cementos normales y en condiciones ordinarias; el uso de cementos especiales o condiciones no usuales puede requerir un ajuste de los límites dados. Por ejemplo, en el hormigón hecho con cementos Tipo II, V (ASTM C 150), o cementos especificados en la norma ASTM C 595, en hormigón que contiene aditivos retardantes y en hormigón al cual se le ha añadido hielo durante el mezclado (para bajar la temperatura del hormigón fresco) puede no haberse desarrollado la resistencia suficiente en 12 hrs. y debe ser investigando antes de remover el molde.

La remoción del molde en construcciones de varios niveles debe formar parte de un procedimiento planificado, en el cual se toman en consideración el soporte temporal de la totalidad de la estructura al igual que el de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho procedimiento debe planearse antes de iniciar la construcción y se debe basar en un análisis estructural, tomando en consideración, por lo menos, las siguientes condiciones:

- (a) El sistema estructural que existe en las diversas etapas de la construcción y las cargas de construcción correspondientes a dichas etapas.
- (b) La resistencia del hormigón a diversas edades a lo largo de la construcción.
- (c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas permanentes y las cargas de construcción durante las diversas etapas de construcción.

(d) La resistencia y espaciamento de los puntales o de los sistemas de apuntalamiento utilizados, al igual que el método de apuntalamiento, contraventeo, remoción de moldajes y reapuntalamiento, incluyendo los períodos mínimos entre las diversas operaciones.

(e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o durabilidad de la estructura durante la construcción.

Para construcciones de varios niveles, la resistencia del hormigón durante las distintas etapas de construcción debe estar respaldada por probetas curadas en la obra o por otros métodos aprobados. Las diferentes etapas del proceso constructivo deben estar controladas por un capataz competente bajo la supervisión de un ingeniero y cualquier cambio en el procedimiento debe ser aprobado por dicho ingeniero. El análisis estructural y los datos de ensayos utilizados en la planeación e implementación de la remoción de los moldajes y del apuntalamiento debe ser suministrado por el contratista a la Autoridad Pública cuando así lo solicite.

### **6.3- Tuberías y ductos embebidos en el hormigón**

6.3.1- Las tuberías y ductos de cualquier material que no sea perjudicial para el hormigón y estén dentro de las limitaciones de la sección 6.3, se pueden dejar embebidos en el hormigón con la aprobación del Ingeniero estructural, siempre que se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al hormigón desplazado.

### **C6.3- Tuberías y ductos embebidos en el hormigón**

C6.3.1- Los ductos y las tuberías que no sean perjudiciales al hormigón pueden embeberse en él, pero el trabajo debe realizarse de manera tal que la estructura no se ponga en peligro. En la sección 6.3 se dan reglas empíricas para realizar instalaciones seguras en condiciones normales, pero deben hacerse diseños especiales para condiciones no usuales. Varias Ordenanzas generales de construcción han adoptado los códigos para tuberías ANSI/ASME, el B31.1 para tuberías a presión <sup>6.3</sup> y ANSI B31.3 para tuberías químicas y petrolíferas. El especificador debe asegurarse que se empleen los códigos para tuberías apropiados para el diseño y las pruebas del sistema. No debe permitirse al contratista la instalación de ductos, tuberías, conductos o conexiones que no estén señalados en los planos, o



6.3.2- Las tuberías y ductos de aluminio no deben dejarse embebidos en el hormigón estructural, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente para evitar la reacción hormigón-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

6.3.3- Los ductos y tuberías que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura.

6.3.4- Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.

6.3.5- Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el Ingeniero Estructural, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer lo siguiente:

6.3.5.1- No deben tener dimensiones exteriores mayores de  $1/3$  del espesor total de la losa, del muro o de la viga, donde estén embebidos.

6.3.5.2- No deben estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o tres anchos medido de centro a centro.

no hayan sido aprobados por el Arquitecto o el Ingeniero.

Resulta importante para la integridad de la estructura que todas las uniones de los conductos y tuberías dentro del hormigón estén perfectamente ensambladas, tal como se muestra en los planes o se requiere en las especificaciones de la obra.

C6.3.2- El reglamento prohíbe el uso de aluminio en hormigón estructural, a menos que esté perfectamente revestido o recubierto. El aluminio reacciona con el hormigón y, en presencia de iones de cloruro, puede reaccionar electrolíticamente con el acero, provocando agrietamiento o descascaramiento del hormigón. Los conductos de aluminio para instalaciones eléctricas presentan un problema especial, pues la corriente eléctrica acelera reacción adversa.

6.3.5.3- No deben alterar significativamente la resistencia del elemento.

6.3.6- Se puede considerar que los ductos y tuberías sustituyen estructuralmente en compresión al hormigón desplazado, siempre y cuando:

6.3.6.1- No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.

6.3.6.2- Sean de acero o hierro sin recubrimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero estándar número 40.

6.3.6.3- Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de 3 diámetros medido de centro a centro.

6.3.7- Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a quedar sometidas.

C6.3.7- La norma de 1983 limitaba a 1.4 MPa la presión máxima en las tuberías embebidas, lo que se consideró demasiado restrictivo. Sin embargo, deben considerarse en el diseño del elemento, los efectos de tales presiones y la expansión de dichas tuberías.

6.3.8- Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32°C ni de 0,35 MPa respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño.

6.3.9- En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de armadura superior e inferior, a menos que se requiera para irradiar calor o fundir nieve.

6.3.10- El recubrimiento de hormigón para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de hormigón expuestas al aire libre o en contacto con el terreno, ni menos de 20 mm en aquellas que no estén expuestas directamente al terreno o al aire libre.

6.3.11- Debe colocarse armadura en dirección normal a la tubería, de a lo menos 0.002 veces el área de la sección de hormigón.

6.3.12- Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que la armadura no requiera cortes, dobleces o desplazamientos fuera de su posición.

## 6.4- Juntas de construcción

6.4.1- La superficie de las juntas de construcción del hormigón deben limpiarse y debe quitarse la lechada.

6.4.2- Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de hormigonado, deben mojarse todas las juntas de construcción y debe eliminarse el agua apozada.

6.4.3- Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse medidas para la transferencia de corte y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción. Véase la sección 11.7.9.

6.4.4- Las juntas de construcción en pisos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales. Las juntas en las vigas principales deben desplazarse a una

## C6.4- Juntas de construcción

Es importante para la integridad de la estructura que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan como se especifica. Cualquier variación debe ser aprobada por el arquitecto o el ingeniero.

C6.4.2- Los requisitos de la norma de 1977 para el empleo de cemento puro en juntas verticales han sido eliminados, ya que rara vez son prácticos y pueden ser perjudiciales en zonas en las que la profundidad de los moldes y la congestión de la armadura impiden un acceso apropiado. A veces el chorro húmedo u otros procedimientos son más apropiados. Puesto que el código sólo establece normas mínimas, el ingeniero tendrá que especificar procedimientos especiales cuando las condiciones lo ameriten. El grado en que se necesite el mortero al inicio del vaciado del hormigón, depende de las proporciones de éste, de la congestión de la armadura, del acceso del vibrador, así como de otros factores.

C6.4.3- Las juntas de construcción deben estar situadas donde causen el menor debilitamiento de la estructura. Donde el esfuerzo de corte debido a carga de gravedad no sea importante, como usualmente ocurre a mitad del vano de elementos en flexión, puede ser adecuada una junta vertical sencilla. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial del diseño de juntas de construcción. Puede usarse llaves de corte, llaves de corte intermitentes, o los métodos de

distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas secundarias que intersectan.

**6.4.5-** Las vigas, vigas principales o losas que se apoyen en columnas o muros no se deben hormigonar o montar, sino hasta que el hormigón de los elementos verticales de apoyo haya dejado de ser plástico.

**6.4.6-** Las vigas, vigas principales, cartelas, ábacos y capiteles deben hormigonarse monolíticamente como parte del sistema de losas, a no ser que se indique lo contrario en los planos de cálculo o en las especificaciones.

transferencia de corte de la sección 11.7 siempre que se requiera la transferencia de esfuerzos.

**C6.4.5-** La espera en la colocación del hormigón de elementos apoyados por columnas y muros, es necesaria para evitar agrietamiento en la interface de la losa y el elemento de soporte, causado por la exudación y asentamiento del hormigón plástico en el elemento de apoyo.

**C6.4.6-** El vaciado por separado de losas y vigas, ménsulas y elementos similares está permitido cuando se muestra en los planos y cuando se han tomado medidas para transferir fuerzas como lo requiere la sección 6.4.3.

## CAPÍTULO 7 - DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO

### 7.0- Notación

$d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm.

$d_b$  = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de pretensado, mm.

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.

$\ell_d$  = longitud de desarrollo, mm. Véase el capítulo 12.

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación de la armadura en estructuras de hormigón armado, se describen en "ACI Detaling Manual-1988", del Comité ACI 315<sup>7.1</sup>.

En esta norma todas las disposiciones relativas a los diámetros de las barras, los alambres o los torones (y su área) se basan en las dimensiones nominales de la armadura, tal como se proporcionan en la especificación correspondiente de la ASTM. Las dimensiones nominales equivalen a las del un área circular que tiene el mismo peso por metro que los tamaños de las barras, los alambres y los torones designados por la ASTM. El área de la sección transversal de la armadura se basa en las dimensiones nominales.

### 7.1- Ganchos normales

El término "gancho normal" se emplea en esta norma con uno de los siguientes significados:

7.1.1- Doblez de 180° más una extensión de  $4d_b$ , pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.

7.1.2- Doblez de 90° más una extensión de  $12d_b$  en el extremo libre de la barra.

7.1.3- Para estribos y ganchos de amarra \*

(a) Barra  $\phi 16$  y menor, doblez de 90° más  $6d_b$  de extensión en el extremo libre de la barra, ó

\* Para amarras cerradas y amarras enrolladas en forma continua definidos como cercos en el capítulo 21, se necesita un doblez de 135° más extensión de al menos  $6d_b$  pero no menor de 75 mm (véase la definición de cerco en 21.1)

### C7.1- Ganchos normales

C7.1.3- Los estribos normales y sus ganchos están limitados a barras  $\phi 25$  o menores, y el gancho de 90 grados con un extensión de  $6d_b$  esta limitado además a barras  $\phi 16$  o menores, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de 90 grados y extensiones de seis diámetro, tienden a "saltarse" bajo cargas elevadas.

(b) Barra  $\phi 18$  al  $\phi 25$ , doblez de  $90^\circ$  más extensión de  $12d_b$  en el extremo libre de la barra, o

(c) Barra  $\phi 25$  y menor, doblez de  $135^\circ$  más extensión de  $6d_b$  en el extremo libre de la barra.

## 7.2- Diámetros mínimos de doblado

7.2.1- El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos y amarras de diámetros  $\phi 10$  a  $\phi 16$ , no debe ser menor que los valores de la tabla 7.2.

7.2.2- El diámetro interior de doblado para estribos y amarras no debe ser menor de  $4d_b$  para barras  $\phi 16$  y menores. Para barras mayores de  $\phi 16$ , el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la tabla 7.2.

7.2.3- El diámetro interior de doblado en mallas electrosoldadas (con resaltes o lisa) para estribos y amarras no debe ser menor de  $4d_b$  para alambre mayor de 7 mm de diámetro con resalte, y  $2d_b$  para los demás diámetros de alambre. Ningún doblez con diámetro interior menor de  $8d_b$  debe estar a menos de  $4d_b$  de la intersección soldada más cercana.

**Tabla 7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO**

Diametro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
$\phi 10$ a $\phi 25$	$6d_b$
$\phi 28$ , $\phi 32$ y $\phi 36$	$8d_b$
$\phi 44$ y $\phi 56$	$10d_b$

## C7.2- Diámetros mínimos de doblado

Los dobleces normales de las barras de armadura se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad de doblarse sin ruptura y la prevención del aplastamiento del hormigón dentro del doblado.

C7.2.2- El doblez mínimo de  $4 d_b$  para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos y amarras se basa en la práctica industrial aceptada en los Estados Unidos. El uso de una barra para estribos, no mayor de  $\phi 16$  para los ganchos normales de  $90^\circ$  o de  $135^\circ$  en estribos, permitirá múltiples dobleces con el equipo normal para doblar estribos.

C7.2.3- Pueden utilizarse mallas electrosoldadas de alambre liso o con resaltes para amarras y estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad y capacidad de doblado que en las zonas que no se han calentado. Estos efectos de la temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre de la ASTM.

### 7.3- Doblado

7.3.1- Toda armadura debe doblarse en frío, a menos que el Ingeniero estructural permita otra cosa.

7.3.2- Ninguna armadura parcialmente embebida en el hormigón debe doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero estructural.

### C7.3- Doblado

C7.3.1- Por Ingeniero debe entenderse el ingeniero diseñador, arquitecto diseñador, o el ingeniero o arquitecto empleado por el propietario para efectuar la inspección. Para dobleces poco usuales, con diámetros interiores menores a los requeridos en la prueba de doblado de la ASTM, puede necesitarse una fabricación especial.

C7.3.2- Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el hormigón. Tal doblado en la obra no se puede efectuar sin la autorización del Ingeniero. El Ingeniero debe determinar si la barras se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deben ser graduales y deben enderezarse a medida se requiera.

Los ensayos 7.2-7.3 han demostrado que las barras de armadura A615 de Grado 280 y Grado 420 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 grados en, o cerca del diámetro mínimo especificado en 7.2. Si se encuentran casos de agrietamiento o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 800°C para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden trasladarse fuera de la región de doblado.

El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasiona daños al hormigón. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 150 mm del hormigón, puede ser necesario utilizar algún sistema de protección. El calentamiento de las barras debe ser controlado por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado. Las barras calentadas no deben enfriarse por medios artificiales (con agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos a 315°C.

## 7.4- Condiciones de la superficie de la armadura

7.4.1- En el momento de hormigonar, la armadura debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en esta norma.

7.4.2- Excepto en los cables de pretensado, la armadura con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse satisfactoria si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes) y el peso de una muestra cepillada a mano, no son menores de los que se requiere en las especificaciones ASTM aplicables.

7.4.3- Los cables de pretensado deben estar limpios y libres de óxido excesivo, aceite, mugre, escamas y picaduras. Es admisible una oxidación ligera.

## 7.5- Colocación de la armadura

7.5.1- La armadura, los cables de pretensado y los ductos deben colocarse con precisión y estar adecuadamente apoyados antes de colocar el hormigón, y deben ser asegurados para mantener los desplazamientos dentro de las tolerancias permisibles según la sección 7.5.2.

7.5.2- A menos que el Ingeniero estructural especifique otra cosa, la armadura, los cables de pretensado y las vainas de pretensado deben colocarse en las posiciones especificadas dentro de las siguientes tolerancias:

## C7.4 Condiciones de la superficie de la armadura

Los límites especificados de la oxidación se basan en los ensayos realizados,<sup>7.4</sup> y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. La referencia 7.4 proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de armadura con resaltes. La investigación ha demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, por medio del manejo brusco normal se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el hormigón y la armadura.

## C7.5- Colocación de la armadura

C7.5.2- La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en otras normas del ACI, ha establecido tolerancias para la altura total (moldaje o terminación) y para la fabricación de enrejados de barras dobladas, al igual que para amarras dobladas, estribos y zunchos. El Ingeniero puede especificar tolerancias más estrechas que las permitidas por el código, las cuales podrían ser necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzcan una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.



En la distancia libre mínima respecto a la parte inferior del elemento, se ha establecido una tolerancia más estrecha, por su importancia en la durabilidad y protección contra el fuego. Por lo general, las barras están apoyadas de tal manera que resulta práctica la aplicación de la tolerancia especificada.

Para hormigón pretensado pueden resultar útiles tolerancias más estrechas que las que requiere la norma, a fin de controlar la contraflecha dentro de límites aceptables para el diseñador o propietario. En estos casos, el Ingeniero debe especificar las tolerancias necesarias. En la referencia 7.5 se proporcionan las recomendaciones correspondientes.

**7.5.2.1-** La tolerancia para la altura  $d$  y para el recubrimiento mínimo de hormigón en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en $d$	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de hormigón
$d \leq 200 \text{ mm}$	$\pm 10 \text{ mm}$	-10 mm
$d > 200 \text{ mm}$	$\pm 12 \text{ mm}$	-12 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de los moldajes debe ser menos (-) 6 mm, y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder menos (-) 1/3 del recubrimiento mínimo de hormigón requerido en los planos de cálculo o en las especificaciones.

**7.5.2.2-** La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura debe ser de  $\pm 50 \text{ mm}$ , excepto en los extremos discontinuos de elementos, donde la tolerancia debe ser de  $\pm 12 \text{ mm}$ .

**7.5.3-** La malla electrosoldada de alambre (fabricada con alambre cuyo tamaño no sea superior a 6.5 mm de diámetro) utilizada en losas con vanos menores de 3m puede estar doblada desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca

de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando esta armadura sea continua sobre el apoyo o esté debidamente anclada en éste.

**7.5.4-** No debe permitirse soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetar la armadura, a menos que lo autorice el Ingeniero estructural.

## **7.6- Límites para el espaciamiento de la armadura**

**7.6.1-** La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser  $d_b$ , pero no menor de 25 mm. Véase también la sección 3.3.2.

**7.6.2-** Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

**7.6.3-** En elementos en compresión reforzados con zunchos o amarras, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de  $1.5d_b$ , ni de 40 mm. Véase también la sección 3.3.2.

**7.6.4-** La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un traslape y los empalmes o barras adyacentes.

**7.6.5-** En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación de la armadura principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 500 mm.

**C7.5.4-** La soldadura "por puntos" (se sueldan las barras donde se cruzan) puede debilitar seriamente una barra en el punto de soldado, creando un efecto metalúrgico de muesca. Esta operación sólo se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están sujetas a un control competente continuo, como en el caso de la fabricación de la malla electrosoldada.

## **C7.6 Límites para el espaciamiento de la armadura**

Aunque los espaciamientos mínimos de las barras permanecen sin cambio en la norma de 1989, las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo 12 ahora son una función de los espaciamientos de las barras. Como resultado, sería deseable usar en algunos casos espaciamiento de barras mayores que el mínimo requerido. Los límites mínimos se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del hormigón dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el moldaje sin crear nidos, y con objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que podría causar un agrietamiento por esfuerzo de corte o retracción. El uso del diámetro "nominal" de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

### 7.6.6- Paquetes de barras

7.6.6.1- Los grupos de barras paralelas, amarradas en paquetes para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

7.6.6.2- Los paquetes de barras deben estar confinados por estribos o amarras.

7.6.6.3- En vigas las barras mayores a  $\phi 36$  no deben amarrarse en paquetes.

7.6.6.4- En elementos sujetos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano debe terminar en puntos distintos y separados a distancias de por lo menos,  $40d_b$ .

7.6.6.5- Cuando las limitaciones de espaciado y recubrimiento mínimo del hormigón se basan en el diámetro de las barras  $d_b$ , un paquete de barras debe considerarse como una barra simple de un diámetro equivalente al área total de las barras del paquete.

### 7.6.7- Cables y ductos de pretensado

7.6.7.1- La distancia libre entre los cables de pretensado en cada extremo del elemento no debe ser menor a  $4d_b$  en caso de alambres, ni  $3d_b$  para torones. Véase también la sección 3.3.2. Se puede permitir un espaciado vertical menor y hacer paquetes de cables en la zona central de un vano.

7.6.7.2- Los ductos de postesado se pueden agrupar si se demuestra que el hormigón puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas que eviten la rotura de los ductos al tesar los cables.

### C7.6.6- Paquetes de barras

La investigación sobre adherencias<sup>7.6</sup> indica que el corte de barras en los paquetes debe ser escalonado. Los paquetes de barras deben atarse, amarrarse con alambre o sujetarse de alguna manera, a fin de asegurar que permanezcan en su posición, vertical u horizontal.

La limitación de que las barras mayores a la  $\phi 36$  no pueden formar paquetes en vigas o cadenas resulta práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. ("Standard Specification for Highway Bridges"<sup>7.7</sup> permite paquetes de dos barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$  en las vigas de puentes.) El cumplimiento de los requisitos para el control de agrietamiento de la sección 10.6 efectivamente evita los paquetes de barras mayores a  $\phi 36$  utilizados como armadura de tracción. La frase de la norma "los paquetes que actúan como una unidad" pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras. Como precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse para formar ganchos. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.

### C7.6.7- Cables y ductos de presfuerzo

C7.6.7.2- Cuando los ductos para cables de postesado dentro de una viga estén colocados verticalmente juntos, deben tomarse precauciones para evitar que los cables al tesar se rompan a lo largo del ducto. La ubicación horizontal de los

**7.7- Protección de hormigón para la armadura**

**7.7.1- Hormigón vaciado en obra (no pretensado)**

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él.....	70

(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:

Barras $\phi 18$ a $\phi 56$ .....	50
Barras $\phi 16$ , alambre de 16 mm de diámetro y menores.....	40

(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:

Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$ .....	40
Barras $\phi 36$ y menores.....	20

Vigas, columnas:	
Armadura principal, amarras, estribos, zunchos.....	40

ductos debe permitir la colocación adecuada del hormigón. Generalmente, un espaciamiento libre de  $1\frac{1}{3}$  veces el tamaño máximo del agregado grueso, pero no menor que 25 mm ha probado ser satisfactorio. Cuando la concentración de cables o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de hormigón, debe proporcionarse armadura a fin de controlar el agrietamiento.

**C7.7- Protección de hormigón para la armadura**

El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura contra la acción del clima y otros efectos, se mide desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior del acero, a la cual se aplica el recubrimiento. Cuando se prescriba un recubrimiento mínimo para una clase de elemento estructural, éste debe medirse: hasta el borde exterior de los estribos, amarras o zunchos, si la armadura transversal confina las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos o amarras; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de postesado.

La condición "superficies de hormigón expuestas a la acción del clima" se refiere a exposiciones directas no sólo a cambios de temperatura sino también de humedad. Las superficies inferiores de cascaras delgadas o de losas, por lo general no se consideran directamente "expuestas", a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, escurrimientos o efectos similares.

Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo 12 son ahora una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos.

Cáscaras y placas plegadas:

Barras $\phi$ 18 y menores.....	20
Barras $\phi$ 16, alambres de 16 mm de diámetro y menores.....	15

### 7.7.2- Hormigón prefabricado (fabricado en condiciones de control de planta)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre	
Paneles para:	
Barras $\phi$ 44 y $\phi$ 56.....	40
Barras $\phi$ 36 y menores.....	20
Otros elementos:	
Barras $\phi$ 44 y $\phi$ 56.....	50
Barras $\phi$ 18 al 36.....	40
Barras $\phi$ 16, alambres de 16 mm de diámetro y menores.....	30
(b) Hormigón no expuesto a la acción del aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\phi$ 44 y $\phi$ 56.....	30
Barras $\phi$ 36 y menores.....	15
Vigas, columnas:	
Armadura principal.....	$d_b$ pero no menor de 15 y no mayor de 40
Amarras, estribos, y zunchos.....	10

C7.7.2- Los espesores menores para la construcción de elementos prefabricados reflejan la mayor conveniencia del control de las dosificaciones, la colocación y el curado inherente a la prefabricación. El término "fabricados en condiciones de control de planta" no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro de esta sección si el control de las dimensiones de los moldes, la colocación de armaduras, el control de calidad del hormigón y el procedimiento de curado son semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta

Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\phi 18$ y mayores.....	15
Barras $\phi 16$ , alambres de 16 mm de diámetro y menores.....	10

### 7.7.3- Hormigón Pretensado

7.7.3.1- Debe darse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura pretensada y no pretensada, ductos y anclajes en los extremos, excepto en lo previsto en las secciones 7.7.3.2 y 7.7.3.3.

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colado en contacto con el suelo y perma- nentemente expuesto a él.....	70
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:	
Paños de muro, losas y nervaduras.....	25
Otros elementos.....	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras.....	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal.....	40
Amarras, estribos, zunchos.....	25
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\phi 16$ , alambres de 16 mm de diámetro y menores.....	10
Otro tipo de armadura.....	$d_b$ pero no menor de 20

7.7.3.2- Para elementos de hormigón pretensado al aire libre, expuestos al suelo o a un medio ambiente corrosivo, el recubrimiento mínimo del hormigón debe aumentarse en un 50%

cuando las tensiones de tracción excedan lo estipulado en la sección 18.4.2b.

**7.7.3.3-** El recubrimiento mínimo para la armadura no pretensada en elementos de hormigón pretensado fabricados en condiciones de control de planta, debe estar de acuerdo con lo especificado en la sección 7.7.2.

#### **7.7.4- Paquetes de barras**

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm; excepto para hormigón moldeado contra el suelo y permanentemente expuesto a él, en que el recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm.

#### **7.7.5- Ambientes corrosivos**

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor de la protección de hormigón y debe tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección.

#### **7.7.6- Ampliaciones futuras**

La armadura expuesta, los insertos y las placas que se pretendan unir con ampliaciones futuras deben protegerse contra la corrosión.

#### **7.7.7- Protección contra el fuego**

Cuando el reglamento general de construcción (del cual forma parte esta norma) especifique un espesor de recubrimiento para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento mínimo de hormigón especificado en la sección 7.7, debe usarse ese espesor mayor.

#### **C7.7.5- Ambientes corrosivos**

Cuando el hormigón vaya a estar expuesto a fuentes externas de cloruros, tales como sales descongelantes, agua salobre, agua de mar, o salpicaduras de estas fuentes, debe dosificarse para satisfacer los requisitos de exposición especial del capítulo 4. Estos comprenden contenido mínimo de aire, razón agua/cemento máxima, resistencia mínima para hormigón de peso normal y hormigón liviano, contenido máximo de iones de cloruro en el hormigón y tipo de cemento. Adicionalmente, como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento mínimo de la armadura de 50 mm para muros y losas y de 60 mm para otros elementos. Para hormigón prefabricado en condiciones de control de la planta, se recomienda un recubrimiento mínimo de 40 a 50 mm, respectivamente.

## **7.8- Detalles especiales de la armadura para columnas**

### **7.8.1- Barras dobladas por cambio de sección**

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

**7.8.1.1-** La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

**7.8.1.2-** Las partes de la barra que estén sobre y bajo la zona doblada deben ser paralelas al eje de la columna.

**7.8.1.3-** Debe proporcionarse el apoyo horizontal adecuado a una barra doblada por cambio de sección por medio de amarras transversales, zunchos, o partes del sistema de entepiso. El apoyo horizontal debe diseñarse para resistir 1 1/2 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de dicha barra. Las amarras transversales o zunchos, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

**7.8.1.4-** Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el moldaje. Véase la sección 7.3.

**7.8.1.5-** Cuando la cara de una columna está desalineada 80 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar para seguir ese desalineamiento. Se deben proporcionar pasadores traslapados con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los traslapes deben cumplir con lo especificado en la sección 12.17.

## **C7.8- Detalles especiales de la armadura para columnas**



### 7.8.2- Núcleos de acero en columnas compuestas

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada por lo siguiente:

7.8.2.1- Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

7.8.2.2- La capacidad de transferencia de carga de los empalmes se debe considerar como máximo igual a un 50% de la tensión de compresión en el núcleo de acero.

7.8.2.3- La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 15.8.

7.8.2.4- La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata; o se debe diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de hormigón para transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de hormigón armado, mediante la compresión del hormigón y por medio de la armadura.

### 7.9- Conexiones

7.9.1- En las conexiones de los elementos principales de marcos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes de la armadura continua y para el anclaje de la armadura que termina en tales conexiones.

7.9.2- El confinamiento en las conexiones debe consistir en hormigón exterior o en cercos, zunchos o estribos interiores.

### C7.8.2- Núcleos de acero en columnas compuestas

El límite del 50% para la transmisión de esfuerzos de compresión a los apoyos de extremo, en los extremos de los núcleos de acero estructural, está destinado a proporcionar cierta capacidad de tracción en dichas juntas (hasta el 50%), dado que el resto del esfuerzo total de compresión en el núcleo debe transmitirse por medio de barras de traspaso, placas de empalme, soldadura, etc. Esta disposición debería asegurar que las juntas en elementos compuestos sujetos a compresión cumplan esencialmente con una capacidad de tracción semejante a la requerida para elementos comunes de hormigón armado sujetos a compresión.

### C7.9- Conexiones

Es esencial el confinamiento de las conexiones para asegurar que la capacidad a flexión de los elementos se pueda desarrollar sin deteriorar la junta bajo cargas repetidas.<sup>7.8-7.9</sup>

## 7.10- Armadura transversal para elementos en compresión

7.10.1- La armadura transversal de elementos en compresión debe cumplir con las disposiciones de las secciones 7.10.4 y 7.10.5 y cuando se requiera armadura por corte o por torsión, esta debe cumplir con las disposiciones del capítulo 11.

7.10.2- Los requisitos para la armadura transversal de elementos compuestos sujetos a compresión deben cumplir con lo especificado en la sección 10.14. Los requisitos para la armadura transversal de cables de pretensado deben cumplir con lo especificado en la sección 18.11.

7.10.3- Los requisitos para la armadura transversal de las secciones 7.10, 10.14 y 18.11 pueden omitirse cuando los ensayos y el análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

### 7.10.4-Zunchos

Los zunchos para elementos a compresión debe estar de acuerdo con la sección 10.9.3 y con lo siguiente:

7.10.4.1- Los zunchos deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y arreglo que permitan su manejo y colocación sin variar las dimensiones de diseño.

## C7.10-Armadura transversal para elementos en compresión

C7.10.3- Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor de 40 mm, las columnas pretensadas sin barras longitudinales, las columnas de dimensiones menores que las mínimas prescritas en los anteriores normas del ACI, las columnas de hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, los muros que trabajan como columnas, y otros casos especiales pueden requerir diseños particulares de la armadura transversal. Puede utilizarse alambre liso o con resaltes, de diámetro 6 mm o mayor, como amarras o zunchos. Si se consideran tales columnas especiales como columnas con zuncho en el diseño, la cuantía de armadura en zuncho  $\rho_s$  debe cumplir con la sección 10.9.3.

### C7.10.4- Zunchos

Por consideraciones prácticas, en elementos horigonados en sitio, el diámetro mínimo de la armadura en zuncho es de 10 mm ( $\phi$  10 o alambre W11 o D11). Este es el menor diámetro que se puede utilizar en una columna con un recubrimiento de 40 mm o más y que tenga un hormigón con resistencia de 20 MPa o más, si se mantiene el espaciamiento libre mínimo (paso) para la colocación del hormigón.

7.10.4.2- Para elementos hormigonados en obra, el diámetro de los zunchos no debe ser menor de 10 mm.

7.10.4.3- El espaciamiento libre entre espiras del zuncho no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también la sección 3.3.2.

7.10.4.4- El anclaje de los zunchos debe consistir en un aumento de 1 1/2 vueltas más de la barra o del alambre en cada extremo del zuncho.

7.10.4.5- Los empalmes de los zunchos deben consistir en traslapes de una longitud de  $48d_b$ , pero no menor de 300 mm o en empalmes soldados.

7.10.4.6- Los zunchos deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura de la armadura horizontal más baja del elemento soportado.

7.10.4.7- Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, los cercos deben colocarse por encima de la terminación del zuncho hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

7.10.4.8- En columnas con capitel, el zuncho debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el de la columna.

7.10.4.9- Los zunchos deben mantenerse firmemente colocados y bien alineados.

Los tamaños estándar de los zunchos son  $\phi 10$  y  $\phi 16$  para material laminado en caliente o estirado en frío, liso o con resaltes.

La norma permite que los zunchos se terminen a nivel de la armadura horizontal más baja que llega a la columna. Sin embargo, si en uno o más lados de la columna no hay vigas o ménsulas, se requieren amarras desde la terminación del zuncho hasta la parte inferior de la losa o ábaco. Si existen vigas o ménsula en los cuatro lados de la columna, pero de diferentes alturas, las amarras deben extenderse desde la espiral hasta el nivel de la armadura horizontal de la viga o ménsula de menor altura que llega a la columna. Estas amarras adicionales sirven para confinar la armadura longitudinal de la columna y la porción de las barras de la viga dobladas como anclaje en la columna. Véase también la sección 7.9.

Los zunchos deben mantenerse firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón. Tradicionalmente la norma ha exigido que los espaciadores mantengan en su lugar la jaula de zunchos, pero en 1989 se cambió para permitir métodos alternativos de instalación. Cuando se usan espaciadores, puede usarse lo siguiente como guía: Para barras o alambre de un diámetro menor que  $\phi 16$ , debe usarse un mínimo de dos espaciadores para zunchos con menos de 0.5 m de diámetro, tres espaciadores para zunchos de 0.5 a 0.75 m de diámetro y cuatro espaciadores para zunchos de más de 0.75 m de diámetro. Para barras o alambre  $\phi 16$  o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para zunchos de 0.6 m o menos de diámetro, y cuatro espaciadores para zunchos de más de 0.6 m de diámetro. Deben escribirse claramente las especificaciones del proyecto o los acuerdos del subcontrato para abarcar el suministro de espaciadores o amarras para los zunchos.

### 7.10.5-Amarras

Las amarras para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

7.10.5.1- Todas las barras no pretensadas deben estar confinadas por medio de amarras transversales de por lo menos  $\phi 10$ , para barras longitudinales  $\phi 32$  o menores; y  $\phi 12$  como mínimo, para barras longitudinales  $\phi 36$ ,  $\phi 44$  y  $\phi 56$  y paquetes de barras. Se pueden utilizar alambre con resaltes o malla electrosoldado de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2- El espaciamiento vertical de las amarras no debe exceder de 16 diámetros de la barra longitudinal, de 48 diámetros de la barra o alambre de las amarras, o de la menor dimensión del elemento sujeto a compresión.

7.10.5.3- Las amarras deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alternada tenga apoyo transversal proporcionado por el doblez de una amarra con un ángulo interior no mayor de  $135^\circ$ , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada transversalmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se puede utilizar una amarra circular completa.

7.10.5.4- La distancia entre las amarras de los extremos del elemento a la parte superior de la zapata o losa de entrepiso y a la armadura horizontal más baja de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre amarras.

### C7.10.5- Amarras

Todas las barras longitudinales sujetas a compresión deben quedar confinadas mediante amarras transversales. Cuando las barras longitudinales se coloquen en forma circular, solamente se requerirá una amarra por cada espaciamiento especificado. Este requisito puede satisfacerse con una amarra circular continua (hélice) a un paso mayor que el dispuesto para los zunchos de la sección 10.9.3, siendo el paso máximo igual al espaciamiento requerido para la amarra.

La norma ACI de 1956 requería para cada barra vertical "un apoyo lateral equivalente a aquél proporcionado por una esquina a 90 grados de una amarra"). Los requisitos de amarras fueron liberalizados en 1963 incrementando el ángulo incluido permisible de 90 a 135 grados, y exepctuando a las barras situadas a una distancia de 150 mm a cada lado de barras adecuadamente sujetas y a lo largo del anillo (ver figura 7.10.5). Pruebas limitadas<sup>7.10</sup> en columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin traslapes), no mostraron una diferencia apreciable entre la resistencia última de columnas que cumplieran con todos los requisitos de amarras y las que no tuvieron amarras en lo absoluto.

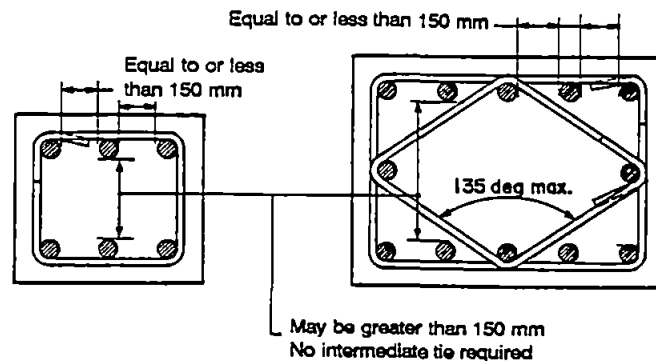


Fig. 7.10.5 Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente.

Debido a que no se incluyeron traslapes y paquetes de barras en las pruebas de la referencia

**7.10.5.5-** Cuando las vigas o ménsulas concurren a una columna desde cuatro direcciones distintas, la última amarra puede colocarse a no más de 80 mm debajo de la armadura más baja de la viga o ménsula de menor altura.

### **7.11- Armadura transversal para elementos en flexión**

**7.11.1-** La armadura de compresión en vigas debe confinarse con estribos o amarras que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de la sección 7.10.5, o bien con una malla electrosoldada de un área equivalente. Tales estribos o amarras deben colocarse en todos los sectores donde se requiera armadura de compresión.

**7.11.2-** La armadura transversal para elementos de marcos en flexión sujetos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos debe consistir en cercos o zunchos que se extiendan alrededor de la armadura de flexión.

**7.11.3-** Los cercos se deben formar de una sola pieza traslapando sus ganchos extremos alrededor de una barra longitudinal, o de una o dos piezas unidas mediante un traslape de clase B (traslape de  $1.3 \ell_d$ ), o anclándolos de acuerdo con la sección 12.13.

7.10 sería prudente proveer un conjunto de amarras a cada extremo de barras traslapadas, encima y abajo de los empalmes de tope, y un espaciamiento mínimo inmediatamente abajo de las zonas inclinadas de barras dobladas desalineadas.

Los ganchos normales de las amarras deben utilizarse solamente en barras con resaltes y estar escalonados siempre que se pueda. Véase también la sección 7.9.

**C7.10.5.5-** A partir de 1983 se modificó el texto de esta sección para aclarar que las amarras pueden interrumpirse sólo cuando los elementos concurren en los cuatro lados de columnas cuadradas o rectangulares, y para columnas redondas o poligonales, cuando dichos elementos concurren dentro de la columna desde cuatro direcciones.

### **C7.11-Armadura transversal para elementos en flexión**

**C7.11.1-** La armadura de compresión en vigas y cadenas debe estar confinada para evitar el pandeo; los requisitos para tal confinamiento han persistido sin cambios esenciales a través de varias ediciones de la norma, excepto por aclaraciones de menor importancia.

## 7.12- Armadura de retracción y temperatura

7.12.1- En losas estructurales donde la armadura por flexión tiene un solo sentido, se debe colocar armadura normal a la armadura por flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

7.12.1.1- La armadura de retracción y temperatura debe proveerse de acuerdo con la sección 7.12.2 ó 7.12.3.

7.12.2- La armadura con resaltes, que cumplan con la sección 3.5.3, empleada como armadura de retracción y temperatura deben colocarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.2.1- El área de la armadura de retracción y temperatura debe proporcionarse para satisfacer a lo menos, las siguientes cuantías brutas, pero no menos que 0.0014:

- |  |                                |
|--|--------------------------------|
| (a) En losas donde se empleen barras con resaltes tipo A44-28H.....  | .....0.0020                    |
| (b) En losas donde se empleen barras con resaltes o malla soldada de alambre (on resalte o liso) tipo A64-42H.....                     | .....0.0018                    |
| (c) En losas donde se utilicen refuerzos de una tensión de fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%..... | $\frac{0.018 \times 420}{f_y}$ |

7.12.2.2- En ningún caso debe colocarse la armadura de retracción y temperatura con una

## C7.12-Armadura de retracción y temperatura

C.7.12.1- Se requiere armadura por retracción y temperatura en ángulo recto a la armadura principal, para minimizar agrietamientos y para amarrar firmemente la estructura para asegurar que actúe como se supone en el diseño. Las disposiciones de esta sección se refieren sólo a losas estructurales; no se pretende que sean para "losas sobre el suelo", apoyadas en el terreno.

C7.12.2- Las cantidades especificadas para barras con resaltes y malla de alambre electrosoldado son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante muchos años. Los empalmes y anclajes terminales de armadura de retracción y temperatura deben diseñarse para el total de la tensión de fluencia especificada, de acuerdo con las secciones 12.1, 12.15, 12.18 y 12.19.

separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 500 mm.

**7.12.2.3-** En todas las secciones donde se requiera, la armadura por retracción y temperatura debe poder desarrollar la tensión de fluencia especificada en tracción  $f_y$  de acuerdo con el capítulo 12.

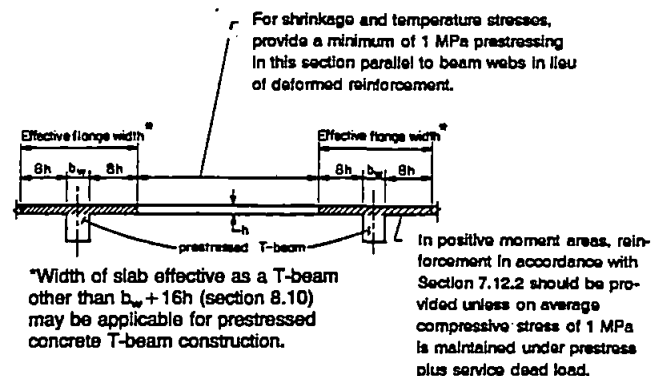
**7.12.3-** Los cables de pretensado, que cumplan con la sección 3.5.5, empleados como armadura de retracción y temperatura, deben suministrarse de acuerdo con lo siguiente:

**7.12.3.1-** Se deben dimensionar cables para que produzcan una tensión media de compresión mínima de 1MPa en el área bruta del hormigón usando esfuerzos de pretensado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con 18.6.

**7.12.3.2-** El espaciamiento entre los cables no debe exceder de 2 m.

**7.12.3.3-** Si el espaciamiento entre los cables excede 1.4 m se debe colocar armadura adherida adicional de retracción y temperatura, de acuerdo a 7.12.2, entre los cables en los bordes de la losa, que se extienda desde los bordes hasta una distancia igual al espaciamiento entre los cables.

**C7.12.3-** Los requisitos de armadura pretensada se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la tensión de fluencia de la armadura no pretensada por retracción y temperatura. Esta cantidad de pretensado, 1MPa sobre el área total del hormigón, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos. Cuando el espaciamiento de cables de pretensado empleados como armadura por retracción y temperatura sea mayor de 1.4 m, se requiere armadura adherida adicional en los bordes de la losa donde se aplican fuerzas de pretensado para poder reforzar en forma adecuada el área entre el borde de la losa y el punto donde los esfuerzos de compresión detrás de anclajes individuales se han "extendido" suficientemente, de manera que la losa trabaje de forma uniforme en compresión. La aplicación de las disposiciones de la sección 7.12.3 a construcciones de vigas y losas postesadas monolíticas hormigonadas en obra, se ilustra en la Figura 7.12.3.



**Fig. 7.12.3** Pretensado empleado para retracción y temperatura

Los cables empleados como armadura por retracción y temperatura deben colocarse en altura lo más cercanos posible al centro de la losa. En los casos donde los cables para retracción y temperatura se emplean para sostener los cables principales, se permiten variaciones respecto al centroide de la losa; sin embargo, la resultante de los cables para retracción y temperatura no deben caer fuera del área del núcleo central de la losa.

El diseñador debe evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos el bajo nivel de pretensado recomendado no debe causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos sean importantes.

### **7.13- Requisitos para la integridad estructural**

**7.13.1-** El detallamiento de la armadura y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

**7.13.2-** Para estructuras hormigonadas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

**7.13.2.1-** En la construcción de nervaduras, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe trasladarse sobre el apoyo con un traslape de tracción de Clase A, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

### **C7.13-Requisitos para la integridad estructural**

La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles de la armadura. La intención de esta sección es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño a un elemento de apoyo importante o de una carga anormal, el daño resultante pueda confinarse a un área relativamente pequeña, y así la estructura tenga una mejor oportunidad de mantener la estabilidad global.

**C7.13.2-** Cuando se daña un apoyo, la armadura superior que es continua sobre el apoyo, pero no está confinada por estribos, tenderá a desprenderse del hormigón y no proporcionará la acción de catenaria necesaria para generar el efecto de puente sobre apoyo dañado. Puede lograrse la acción de catenaria haciendo que una porción de la armadura inferior sea continua.

Al requerir que haya armadura superior e inferior continua las vigas perimetrales o dinteles, se



7.13.2.2- Las vigas en el perímetro de la estructura deben tener al menos un sexto de la armadura de tracción requerida para momento negativo en el apoyo, y un cuarto de la armadura para momento positivo requerida a la mitad del vano, continua alrededor del perímetro, y amarrada con estribos cerrados. Los estribos cerrados no necesitan extenderse a través de las juntas. La continuidad requerida puede proporcionarse mediante armadura superior traslapada en la mitad del vano y armadura inferior traslapada en, o cerca del apoyo con empalme de tracción de Clase A.

7.13.2.3- En vigas distintas a las del perímetro, cuando no se coloquen estribos cerrados, al menos un cuarto de la armadura para momento positivo debe ser continua o debe traslaparse sobre el apoyo con un empalme de tracción de Clase A, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.4- Para la construcción de losas en dos direcciones, véase la sección 13.4.8.5.

7.13.3- Para construcciones de hormigón prefabricado, deben proporcionarse amarras de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir los elementos con efectividad.

7.13.4- Para la construcción de losas izadas véase la sección 13.4.8.6 y 18.12.6.

proporciona un amarre continuo alrededor de la estructura. No se tiene la intención de exigir un amarre de tracción de la armadura continua de tamaño constante alrededor del perímetro completo de una estructura, sino simplemente recomendar que una mitad de la armadura superior por flexión que se necesita prolongar más allá del punto de inflexión, según la sección 12.12.3, sea prolongado más para que se traslape a la mitad del vano. Similarmente, la armadura inferior que se requiere prolongar dentro del apoyo según la sección 12.11.1, debe hacerse continua o traslapada con la armadura inferior del vano adyacente.

C7.13.3- El código exige amarras de tracción para construcciones de hormigón prefabricado de cualquier altura. Los detalles deben proporcionar conexiones para resistir las cargas aplicadas. No se permiten los detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las fuerzas de gravedad.

Los detalles de conexiones deben arreglarse de tal manera que se minimice el agrietamiento potencial debido a movimientos restringidos de fluencia lenta, retracción y temperatura. Para información sobre los requisitos de conexión y detalles, vea la referencia 7.11.

La referencia 7.12 recomienda requisitos mínimos de amarras para construcciones con muros de carga de hormigón prefabricado.

## CUARTA PARTE - REQUISITOS GENERALES

### CAPÍTULO 8- ANÁLISIS Y DISEÑO: CONSIDERACIONES GENERALES

#### 8.0- Notación

- $A_s$  = área de la armadura no pretensada en tracción, mm<sup>2</sup>  
 $A'_s$  = área de la armadura en compresión, mm<sup>2</sup>.  
 $b$  = ancho del borde en compresión del elemento, mm  
 $d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm (altura útil)  
 $E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la sección 8.5.1  
 $E_s$  = módulo de elasticidad de la armadura, MPa. Véase las secciones 8.5.2 y 8.5.3  
 $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.  
 $\ell_u$  = luz libre para momento positivo o cortante y promedio de las luces libres adyacentes para momento negativo  
 $V_c$  = resistencia nominal de corte proporcionada por el hormigón  
 $w_c$  = densidad del hormigón, kg/m<sup>3</sup>  
 $w_u$  = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o por unidad de área de losa  
 $\beta_1$  = factor que se define en la sección 10.2.7.3  
 $\rho$  = cuantía de armadura no pretensada en tracción  
 $= A_s/bd$   
 $\rho'$  = cuantía de armadura no pretensada en compresión  
 $= A'_s/bd$   
 $\rho_b$  = cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación. Véase la sección 10.3.2  
 $\phi$  = factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3

## 8.1- Métodos de diseño

**8.1.1-** En el diseño de estructuras de hormigón armado, los elementos deben diseñarse para una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de esta norma, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de la resistencia  $\phi$  especificados en el capítulo 9.

**8.1.2-** Los elementos no pretensados de hormigón se pueden diseñar utilizando el Apéndice A, Método Alternativo de Diseño.

## C8.1- Métodos de diseño

**C8.1.1-** El método de diseño por resistencia requiere que se incrementen por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores  $\phi$  de reducción de resistencia especificados (resistencia de diseño).

**C8.1.2-** El método alternativo de diseño reseñado en el Apéndice A es similar al método de diseño por esfuerzos admisibles de la norma ACI de 1963. Los requisitos generales de servicialidad de la norma, tales como los requisitos para el control de deformación y agrietamiento deben cumplirse, ya sea que se use el método de diseño por resistencia de la norma o el método alternativo de diseño del Apéndice A.

Aunque los elementos pretensados no pueden diseñarse según las disposiciones del método alternativo de diseño, el capítulo 18 requiere suposiciones lineales esfuerzo-deformación para calcular los esfuerzos debidos a las cargas de servicio y los esfuerzos de transferencia del pretensado, a fin de investigar el comportamiento en condiciones de servicio, en tanto que para calcular la resistencia a la flexión, se utiliza el método de diseño por resistencia (sección 18.7).

Un apéndice no puede considerarse como parte oficial de un documento legal a menos que sea específicamente adoptado. Por lo tanto, se hace referencia específica al Apéndice A en el cuerpo principal de la norma con el propósito de constituirlo en parte legal del mismo.

## 8.2- Cargas\*

8.2.1- Las disposiciones de diseño de esta norma se basan en la suposición de que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas solicitantes.

8.2.2- Las cargas de servicio deben estar de acuerdo con los requisitos de la ordenanza general de construcción de la cual forma parte este código, con las reducciones de sobrecarga que en dicha ordenanza general se permitan.

---

\* Las disposiciones de esta norma son adecuadas para sobrecargas, cargas por viento y cargas sísmicas, como las recomendadas en "Minimum Design Loads for building and Other Structures." ASCE 7, del American Society of Civil Engineers (antiguamente ANSI A58.1)

† En el capítulo 21 se dan disposiciones especiales para el diseño sísmico.

## C8.2- Cargas

Las disposiciones del código son adecuadas para sobrecargas, cargas por viento y sísmicas, como las recomendadas en "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" ASCE 7 de la American Society of Civil Engineers (antiguamente ANSI 58.1). Si las cargas de servicio especificadas por la ordenanza general de construcción (del cual el ACI 318 forma parte) difieren de las del ASCE 7, regirán las de la ordenanza general de construcción. Sin embargo, si la naturaleza de las cargas contenidas en la ordenanza local difiere en forma considerable de las cargas del ASCE 7, será necesario modificar algunas recomendaciones de esta norma para hacer resaltar la diferencia.

Los techos deben diseñarse con suficiente inclinación o combadura para asegurar un drenaje adecuado, tomando en cuenta cualquier deformación a largo plazo del techo, debida a cargas permanentes, o las cargas deben incrementarse para tomar en cuenta todas las probables acumulaciones de agua. Cuando la deformación de elementos de techo pueda dar como resultado apozamiento de agua, acompañado por incremento en la deformación y apozamiento adicional, el diseño debe asegurar que este proceso sea autolimitante.

**8.2.3-** En el diseño para cargas por viento y sismo, las partes integrantes de la estructura deben diseñarse para resistir las cargas laterales totales.†

**C8.2.3-** Cualquier muro de hormigón armado que sea monolítico con otros elementos estructurales será considerado como una "parte integral". Los muros divisorios pueden ser o no partes estructurales integrales. Si los muros divisorios pueden ser removidos, el sistema primario que resista la carga lateral debe proporcionar toda la resistencia requerida sin la contribución del muro divisorio removible. No obstante, los efectos de todos los muros divisorios unidos a la estructura deben ser tomados en consideración en el análisis de la estructura, debido a que ellos podrían conducir a mayores fuerzas de diseño en algunos o en todos los elementos.

**8.2.4-** Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas al pretensado, cargas de montaje, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, fluencia y asentamientos diferenciales de los apoyos.

**C8.2.4-** Se está acumulado información acerca de la magnitud de todos estos efectos, en especial, en cuanto a los efectos de la fluencia lenta y la retracción de las columnas en estructuras altas,<sup>8.1</sup> y sobre los procedimientos para incluir en el diseño las fuerzas que resultan de dichos efectos.

### **8.3- Métodos de análisis**

### **C8.3- Métodos de análisis**

**8.3.1-** Todos los elementos de marcos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas por medio de la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con la sección 8.4. Se puede simplificar el diseño usando las suposiciones especificadas en las secciones 8.6 a la 8.9.

**C8.3.1-** Las cargas mayoradas son las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados. Cuando se utiliza el método alternativo de diseño del apéndice A, las cargas que se emplean en el diseño son cargas de servicio (factores de carga unitarios) . Para obtener momentos, esfuerzos de corte, reacciones, etc., se emplea el análisis elástico, tanto en el método alternativo de diseño como en el método de diseño por resistencia.

**8.3.2-** Excepto para hormigón pretensado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis de marcos para edificios con tipos de construcción, luces y alturas de entrepisos usuales.

**8.3.3-** En vez del análisis de marcos, se pueden utilizar en el diseño de vigas continuas y de losas en una dirección (losas armadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección), los siguientes momentos y esfuerzos de corte aproximados siempre y cuando:

**C8.3.3-** Los momentos y esfuerzos de corte aproximados proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones dadas cuando los elementos sujetos a flexión forman parte de un marco o de una estructura continua. Puesto que la distribución de cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de los

- (a) Haya dos o más vanos,
- (b) Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor,
- (c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,
- (d) La sobrecarga unitaria no exceda en 3 veces la carga permanente unitaria,
- (e) Los elementos sean prismáticos.

marcos difiere de la de los momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

---

Momento positivo

Vanos extremos

El extremo discontinuo no está restringido.....  $w_u \ell_n^2 / 11$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo.....  $w_u \ell_n^2 / 14$

Vanos interiores.....  $w_u \ell_n^2 / 16$

---

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior

Dos vanos.....  $w_u \ell_n^2 / 9$

Más de dos vanos.....  $w_u \ell_n^2 / 10$

---

Momento negativo en las demás

caras de apoyos interiores.....  $w_u \ell_n^2 / 11$

---

Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:

Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano.....  $w_u \ell_n^2 / 12$

---

Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos construidos monolíticamente con sus apoyos

Cuando el apoyo es una viga de

borde.....	$w_u \ell_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna...	$w_u \ell_n^2 / 16$

---

Esfuerzo de corte en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior.....	$1.15 w_u \ell_n / 2$
---	-----------------------

---

Esfuerzo de corte en la cara de todos los demás apoyos.....	$w_u \ell_n / 2$
---	------------------

---

#### 8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no pretensados sometidos a flexión\*

8.4.1- Excepto cuando se empleen valores aproximados para los momentos, los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos sujetos a flexión para cualquier distribución de carga supuesta, se pueden aumentar o disminuir en no más de:

$$20 \left( 1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \text{ por ciento}$$

8.4.2- Los momentos negativos modificados deben usarse para calcular los momentos en las secciones del vano.

8.4.3- La redistribución de los momentos negativos debe hacerse sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseñe de tal manera que  $\rho$  o  $\rho - \rho'$  no sea mayor que  $0.50 \rho_b$ , donde:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (8-1)$$

---

\* Para criterios de redistribución de momentos en elementos de hormigón pretensado, véase la sección 18.10.4.

#### C8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no pretensados sometidos a flexión

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en los puntos de momentos máximo y provocan un cambio de posición en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos negativos en la zona de articulación plástica, y un incremento en los valores de los momentos positivos con respecto a aquellos calculados por el análisis elástico. Como los momentos negativos se determinan para una distribución de carga y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente por ninguna de las condiciones de carga. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de más secciones transversales en un elemento sujeto a flexión en condición de cargas últimas.

Utilizando valores conservadores de deformaciones últimas en el hormigón y longitudes de articulaciones plásticas, obtenidas de ensayos exhaustivos, se analizaron elementos sujetos a flexión con una pequeña capacidad de rotación para estudiar la redistribución de momentos, variándolos de 10 a 20%, dependiendo del porcentaje de armadura. Se encontró que los resultados son conservadores (véase la fig. 8.4). Los estudios hechos por Cohn<sup>8.2</sup> y Mattock<sup>8.3</sup> apoyan esta conclusión e indican que el agrietamiento y la deformación de las vigas

diseñadas por medio de redistribución de momentos no son mucho mayores bajo las cargas de servicio que las vigas diseñadas por medio de la distribución de momentos de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida si los elementos satisfacen los requisitos de la norma. La norma de 1983 mantiene el mismo límite de redistribución que el de las ediciones de 1971 y 1977.

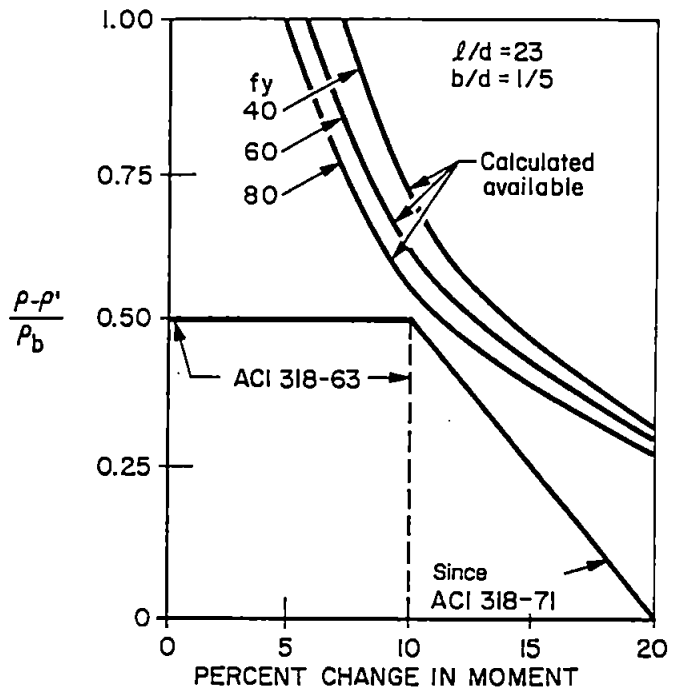


Fig. 8.4 Redistribución permitida de momentos para la capacidad mínima de rotación.

La redistribución de momentos no es aplicable a elementos diseñados conforme al método alternativo de diseño del apéndice A, ni tampoco puede utilizarse para sistemas de losas diseñadas de acuerdo con el Método de Diseño Directo. (Véase la sección 13.6.1.7.)



## 8.5- Módulo de elasticidad

8.5.1- El módulo de elasticidad  $E_c$  para el hormigón puede tomarse como  $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$  (en MPa), para valores de  $w_c$  comprendidos entre 1 500 y 2 500 kg/m<sup>3</sup>. Para hormigón de densidad normal,  $E_c$  puede considerarse como  $4\,700 \sqrt{f'_c}$ .

8.5.2- El módulo de elasticidad  $E_s$  para el acero de refuerzo no pretensado se puede considerar como 200 000 MPa.

8.5.3- El módulo de elasticidad  $E_s$  para los cables de pretensado debe ser proporcionado por el fabricante o determinado mediante ensayos.

## 8.6- Rigidez

8.6.1- Puede adoptarse cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entresijos y cielos del último piso. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.

## C8.5- Módulo de elasticidad

C8.5.1- Los estudios que conducen a la expresión para el Módulo de Elasticidad del Hormigón en la sección 8.5.1 se resumen en la Referencia 8.4 en donde  $E_c$  se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo a la compresión de  $0.45 f'_c$ . El módulo del hormigón es sensible al módulo del agregado y podría diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120% a 80% del valor especificado. Los métodos para la determinación del Módulo de Young para el Hormigón se describen en la referencia 8.5.

## C8.6- Rigidez

C8.6.1- Idealmente, las rigideces del elemento  $EI$  y  $GJ$  deben reflejar el grado de agrietamiento y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades involucradas en la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de un marco, harían que los análisis de marcos resultaran ineficientes para las oficinas de diseño. De allí que se requieran suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión en los análisis prácticos.

Para marcos arriostrados los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes son: utilizar los valores totales de  $EI$  para todos los elementos, o utilizar la mitad del valor total de  $EI$  del alma de la viga para las vigas, y el valor total de  $EI$  para las columnas.

Para marcos no arriostrados al movimiento lateral es deseable un cálculo más preciso de EI y debe necesariamente utilizarse si se llevan a cabo análisis de segundo orden. En el comentario a la sección 10.10 se proporciona la guía para la selección de EI en este caso.

Son dos las condiciones que determinan la necesidad de incluir la rigidez a torsión en el análisis de una estructura dada: (1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión y (2) donde se requiere de torsión para el equilibrio de una estructura (torsión de equilibrio), o es debida a la torsión de los elementos con el fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión con frecuencia puede no tomarse en consideración. En los casos en que involucren a la torsión de equilibrio deberá considerarse la rigidez a la torsión.

**8.6.2-** Al determinar los momentos y diseñar los elementos debe considerarse el efecto de acartelamiento.

**C8.6.2-** Los coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento para elementos acartelados se pueden obtener en la referencia 8.6.

## **8.7- Longitud del vano**

**8.7.1-** La luz de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como el vano más la altura del elemento, pero no necesita ser mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.

**8.7.2-** En el análisis de marcos o elementos continuos para determinar los momentos, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

**8.7.3-** Para vigas construidas integralmente con sus apoyos, se permite el diseño en base a los momentos en la cara de los apoyos.

**8.7.4-** Las losas macizas o nervadas construidas integralmente con sus apoyos con luces libres no

## **C8.7- Longitud del vano**

Los momentos en las vigas obtenidos en el eje de columnas pueden reducirse a aquellos que actúan en el borde de los apoyos para el diseño de las vigas. La referencia 8.7 proporciona un método aceptable para reducir los momentos del eje a aquellos del borde de los apoyos.

mayores de 3 m, se pueden analizar como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, pudiéndose despreciar el ancho de las vigas.

## 8.8- Columnas

**8.8.1-** Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entresijos o cielo del último piso, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en el vano adyacente al entresijo o cielo del último piso que se está considerando. También se debe considerar la condición de carga que proporcione máxima razón entre el momento y la carga axial.

**8.8.2-** En marcos o en elementos continuos debe prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de entresijos o cielo del último piso, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

**8.8.3-** Al calcular los momentos en las columnas debidos a cargas por gravedad, los extremos lejanos de las columnas, construidos monolíticamente con la estructura, se pueden considerar empotrados.

**8.8.4-** La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entresijo o cielo del último piso se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo del entresijo de que se trata, en forma proporcional a la rigideces relativas de las columnas y a las condiciones de empotramiento.

## 8.9- Disposiciones para la sobrecarga

**8.9.1-** Se puede suponer que:

- (a) la sobrecarga está aplicada únicamente al piso o al cielo sujeto a consideración, y

## C8.8- Columnas

La sección 8.8 ha sido desarrollada con la intención de asegurar que sean identificadas en el diseño las combinaciones máximas de cargas axiales y momentos.

La sección 8.8.4 ha sido incluida para asegurarse que los momentos en las columnas son reconocidos en el diseño si las vigas principales han sido dimensionadas usando la sección 8.3.3. El "momento" en 8.8.4 se refiere a la diferencia entre los momentos en un plano vertical dado, ejercidos en la línea central de la columna por los elementos que llegan a esa columna.

## C8.9- Disposiciones para la sobrecarga

Para determinar los momentos y esfuerzos de corte en las columnas, los muros y las vigas causados por las cargas gravitacionales, la norma permite el uso de un modelo limitado a las vigas

(b) los extremos lejanos de las columnas construidas monolíticamente con la estructura están empotrados.

**8.9.2-** Se puede suponer que la disposición de la sobrecarga está limitada a las combinaciones de:

(a) Carga permanente mayorada en todos los vanos con la sobrecarga mayorada en dos vanos adyacentes, y

(b) Carga permanente mayorada en todos los vanos con la sobrecarga mayorada en vanos alternados.

en el nivel considerado, con las columnas arriba y abajo de ese nivel. Los extremos lejanos de las columnas se consideran empotrados para propósitos de análisis con cargas gravitacionales. Esta suposición no se aplica al análisis de carga lateral. No obstante, en el análisis para cargas laterales, los métodos simplificados (como el método del portal) pueden utilizarse para obtener momentos, esfuerzos de corte y reacciones en estructuras que son simétricas, y cumplan con las suposiciones utilizadas en tales métodos simplificados. Para las estructuras asimétricas o estructuras de múltiples pisos deben emplearse métodos más rigurosos en los que se reconozcan todos los desplazamientos estructurales.

Se espera que el ingeniero establezca los conjuntos máximos de fuerzas de diseño, investigando los efectos de la sobrecarga colocada en varias disposiciones críticas.

La mayoría de los métodos aproximados de análisis desprecian los efectos de las deformaciones sobre la geometría y de la flexibilidad axial. Por lo tanto, los momentos en vigas y columnas pueden tener que ampliarse por esbeltez de la columna de acuerdo con la sección 10.11.

## 8.10- Sistemas de vigas T

**8.10.1-** En la construcción de vigas T, las alas y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidos entre sí.

**8.10.2-** El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de  $1/4$  de la luz de la viga, y el ancho efectivo de la del ala a cada lado del alma no debe exceder de:

(a) 8 veces el espesor de losa, y

(b) la mitad de la distancia libre al siguiente alma

## C8.10-Sistemas de vigas T

Esta sección contiene disposiciones idénticas a las de anteriores ediciones de la norma ACI en lo concerniente a la limitación de dimensiones relacionadas con los cálculos de rigidez y de flexión. En la sección 11.6.1 se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas T y otros elementos con alas.

**8.10.3-** Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho efectivo del ala no excederá de:

- (a)  $1/12$  de la luz de la viga,
- (b) 6 veces el espesor de la losa, y
- (c) la mitad de la distancia libre al siguiente alma.

**8.10.4-** En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de  $1/2$  del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

**8.10.5-** Cuando la armadura principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de armadura perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

**8.10.5.1-** La armadura transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho efectivo del ala.

**8.10.5.2-** El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 500 mm.

## **8.11- Losas nervadas**

**8.11.1-** La losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

## **C8.11-Losas nervadas**

Las limitaciones de tamaño y de espaciamiento para la construcción de losas nervadas que cumplen con las limitaciones descritas en las secciones 8.11.1 a la 8.11.3 se basan en el comportamiento satisfactorio logrado en el pasado.

**8.11.2-** El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm; y debe tener una altura no mayor de 3 1/2 veces su ancho mínimo.

**8.11.3-** El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

**8.11.4-** Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de las secciones 8.11.1 a 8.11.3, deben diseñarse como losas y vigas.

**8.11.5-** Cuando se empleen casetones hechos de arcilla cocida u hormigón que tengan una resistencia a la compresión por lo menos igual a la resistencia del hormigón de los nervios:

**8.11.5.1-** La pared vertical del elemento de relleno que está en contacto con la nervadura se puede incluir en los cálculos de resistencia al corte y momento negativo. Ninguna otra parte de los rellenos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

**8.11.5.2-** El espesor de la losa de hormigón sobre rellenos permanentes no debe ser menor de 40 mm, ni menor que 1/12 de la distancia libre entre nervaduras.

**8.11.5.3-** En losas nervadas en una dirección, se debe disponer en la losa armadura normal a las nervaduras de acuerdo con lo requerido en la sección 7.12.

**8.11.6-** Cuando se utilicen moldes o rellenos removibles que no cumplan con la sección 8.11.5:

**8.11.6.1-** El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.

**8.11.6.2-** La losa debe llevar armadura perpendicular a las nervaduras que cubra lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no menor que el que se estipula en la sección 7.12.

**C8.11.3-** Se requiere un límite en el espaciamiento máximo de las nervaduras por la disposición especial que permite mayores resistencias al corte, y un recubrimiento menor de hormigón para la armadura en estos elementos repetitivos, relativamente pequeños.

**8.11.7-** Cuando en la losa se requieran ductos o tuberías embebidos según lo permitido en la sección 6.3, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser al menos 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Tales ductos o tuberías no deben reducir significativamente la resistencia del sistema.

**8.11.8-** Para las losas nervadas, la resistencia al esfuerzo de corte, proporcionada por el hormigón  $V_c$  se puede tomar un 10% mayor que la especificada en el capítulo 11. La resistencia al corte se puede incrementar mediante el uso de armadura de corte o incrementando el ancho de los extremos de las nervaduras.

## 8.12- Sobrelosas

**8.12.1-** El acabado del piso no debe incluirse como parte de un elemento estructural, a menos que sea hormigonado monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos del capítulo 17.

**8.12.2-** Todo acabado de hormigón de un piso puede considerarse como parte del recubrimiento requerido, o del espesor total, para efecto de consideraciones no estructurales.

**C8.11.8-** El incremento en la resistencia al corte permitida por la sección 8.11.8 se justifica en base a: (1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas con resistencias más altas al corte, diseñadas según las anteriores normas ACI, que permitían esfuerzos al corte comparables, y (2) la redistribución de las sobrecargas locales a los nervios adyacentes.

## C8.12- Sobrelosas

La norma no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sujetas a condiciones poco usuales de deterioro. Se deja a discreción del proyectista el aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

Como en las ediciones anteriores, la sobrelosa sólo puede considerarse para propósitos de resistencia si se ha hormigonado monolíticamente con la losa; se permite incluir el sobreespesor en la altura estructural si se asegura la acción compuesta de acuerdo con el capítulo 17.

Todas las sobrelosas pueden considerarse para propósitos no estructurales, tales como recubrimiento para armaduras, protección contra el fuego, etc. Sin embargo, deben tomarse precauciones para asegurar que la sobrelosa no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con la sección 7.7, las consideraciones para el desarrollo de la armadura requieren un recubrimiento mínimo de hormigón, construido monolíticamente.

## CAPÍTULO 9 - REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIABILIDAD

### 9.0- Notación

- $A_g$  = área total de la sección, mm<sup>2</sup>.  
 $A'_s$  = área de la armadura en compresión, mm<sup>2</sup>  
 $b$  = ancho del borde en compresión del elemento, mm  
 $d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm, altura útil  
 $d'$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en compresión, mm  
 $d_s$  = distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide de la armadura en tracción, mm  
 $D$  = cargas permanentes, o esfuerzos internos correspondientes  
 $E$  = carga sísmica, o esfuerzos internos correspondientes  
 $E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la sección 8.5.1  
 $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $f_{ct}$  = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano  
 $f_r$  = módulo de rotura del hormigón, MPa  
 $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa  
 $F$  = cargas debidas al peso y presiones de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o esfuerzos internos correspondientes.  
 $h$  = altura total de un elemento, mm.  
 $H$  = cargas debidas al peso y presión del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o esfuerzos internos correspondientes



- $I_{cr}$  = momento de inercia de la sección fisurada transformada a hormigón.  
 $I_e$  = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deformaciones  
 $I_g$  = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración la armadura  
 $l$  = luz de la viga o losa en una dirección según se define en la sección 8.7; proyección libre del voladizo, mm  
 $l_n$  = luz libre del lado mayor de losas armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en losas sin vigas, y cara a cara de vigas u otro tipo de apoyos en otros casos  
 $L$  = sobrecargas, o esfuerzos internos correspondientes  
 $M_a$  = momento máximo en un elemento para la etapa en que se calcula su deformación  
 $M_{cr}$  = momento de fisuración. Véase la sección 9.5.2.3  
 $P_b$  = resistencia nominal a carga axial en condición de deformación balanceada. Véase la sección 10.3.2  
 $P_n$  = resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada  
 $T$  = efectos acumulados de temperatura, fluencia, retracción y asentamiento diferencial  
 $U$  = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o esfuerzos internos correspondientes  
 $w_c$  = densidad del hormigón,  $kg/m^3$   
 $W$  = carga por viento, o esfuerzos internos correspondientes  
 $y_t$  = distancia desde el eje centroidal de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin tomar en consideración la armadura  
 $\alpha$  = razón de la rigidez a la flexión de la sección de una viga a la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes de las losas

- adyacentes (si las hay) a cada lado de la viga. Véase el capítulo 13
- $\alpha_m$  = valor promedio de  $\alpha$  para todas las vigas en los bordes de una losa
- $\beta$  = razón de luces libres, larga a corta, de una losa en dos direcciones
- $\lambda$  = factor para deformaciones adicional a largo plazo como se define en la sección 9.5.2.5
- $\xi$  = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas. Véase la sección 9.5.2.5
- $\rho'$  = cuantía de la armadura no pretensada de compresión,  $A'_s/bd$
- $\phi$  = factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3.

## 9.1- Generalidades

9.1.1- Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en este código.

9.1.2- Los elementos también deben cumplir con todos los demás requisitos de esta norma para garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de carga de servicio.

## C9.1- Generalidades

C9.1.1- El capítulo 9 define la resistencia básica y las condiciones de serviciabilidad para dimensionar a los elementos de hormigón armado.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como sigue:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi (\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción como se describe a continuación:

1.- La "resistencia requerida"  $U$  se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. De esta manera, por ejemplo, el momento mayorado  $M_u$ , o la "resistencia requerida para momento" para carga permanente y para sobrecarga se calcula como:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

o

$$M_u = 1.4M_d + 1.7M_l$$

donde  $M_d$  y  $M_l$  son los momentos debidos a las cargas de servicio permanente y sobrecarga. En el comentario a la sección 9.2 se describe con mayor amplitud la resistencia requerida. En el Capítulo 2 de los Comentarios se da la definición y la notación de la resistencia requerida.

2.- La "resistencia de diseño" de un elemento estructural se calcula multiplicando la "resistencia nominal" por un factor de reducción de resistencia  $\phi$  menor que uno. El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos. Este factor refleja también las variaciones en la resistencia del material, la mano de obra y las dimensiones, las cuales pueden combinarse y tener como resultado una reducción de la resistencia. La "resistencia nominal" se calcula de acuerdo con los procedimientos de la norma, suponiendo que el elemento tendrá las dimensiones exactas y las propiedades de los materiales utilizadas en los cálculos.<sup>9.1</sup> Por ejemplo, la resistencia de diseño a la flexión de una sección transversal (sin armadura en compresión) puede expresarse como:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

En el comentario a la sección 9.3 se describen con mayor amplitud la resistencia de diseño y el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

Combinando estas dos disposiciones de seguridad, el requisito básico para el diseño de la sección transversal de una viga se puede establecer como:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] \geq 1.4M_d + 1.7M_l$$

Todas las notaciones con el subíndice  $u$ , tales como  $M_u$ ,  $P_u$ ,  $V_u$  solamente se refieren a los valores de resistencia requeridos. Los valores de la resistencia de diseño se denominan como  $\phi$  veces la resistencia nominal, tales como  $\phi M_n$ ,  $\phi P_n$  y  $\phi V_n$ .

## 9.2.- Resistencia requerida

9.2.1- La resistencia requerida  $U$ , que debe resistir la carga permanente  $D$  y la sobrecarga  $L$ , debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (9-1)$$

## C9.2- Resistencia requerida

La resistencia requerida  $U$  se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en la ordenanza general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y con las variaciones esperables para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas permanentes que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las sobrecargas. Los factores de carga también toman en cuenta la variabilidad del análisis estructural al calcular los esfuerzos de corte y momentos.

La norma proporciona factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el proyectista no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo en la determinación de  $U$  para las combinaciones de carga, dado que un tipo de carga puede producir efectos en sentido opuesto al de los producidos por otro tipo. Las combinaciones de carga con  $0.9D$  están específicamente incluidas para el caso en el cual una carga permanente reduce los efectos de las otras.

Deben tomarse en consideración las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño más crítica. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a la flexión y la carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias especiales requieren mayor confiabilidad de la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, puede resultar apropiada para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de la resistencia  $\phi$  o un aumento en los factores de carga  $U$ .

9.2.2- Si en el diseño se incluye la resistencia a los efectos estructurales de una carga especificada de viento,  $W$ , debe investigarse las siguientes combinaciones de  $D$ ,  $L$  y  $W$  para determinar la mayor resistencia requerida  $U$ :

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) \quad (9-2)$$

donde las combinaciones de carga deben incluir tanto el valor total, como el valor cero de  $L$  para determinar la condición más crítica y

$$U = 0.9D + 1.3W \quad (9-3)$$

pero en ninguna combinación de  $D$ ,  $L$  y  $W$ , la resistencia requerida  $U$  debe ser menor que la requerida por la ecuación (9-1).

9.2.3- Si se incluye en el diseño la resistencia a cargas o fuerzas especificadas de sismo,  $E$ , deben aplicarse las combinaciones de carga de la sección 9.2.2, excepto que  $1.1E$  debe sustituir a  $W$ .

C9.2.3- Cuando deban considerarse los efectos de un sismo. Las ecuaciones (9-2) y (9-3) quedan :

$$U = 1.05D + 1.28L + 1.40E$$

y

$$U = 0.9D + 1.43E$$

9.2.4- Si se va a incluir en el diseño la resistencia al empuje lateral del terreno,  $H$ , la resistencia  $U$  debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (9-4)$$

excepto que en donde  $D$  o  $L$  reduzcan el efecto de  $H$ ,  $0.9D$  debe sustituir a  $1.4D$  y el valor cero de  $L$  se debe utilizar para determinar la mayor resistencia requerida  $U$ . En ninguna combinación de  $D$ ,  $L$  o  $H$  la resistencia requerida  $U$  será menor que la requerida por la ecuación (9-1).

9.2.5- Cuando se incluye en el diseño la resistencia a cargas debidas a peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas máximas controladas,  $F$ , dichas cargas deben tener un factor de mayoración 1.4, que debe añadirse a todas las combinaciones de carga que incluyan la sobrecarga.

C9.2.4- Cuando se incluyan en el diseño las cargas laterales,  $H$ , debidas al empuje del terreno, a la presión de agua freática, o a la presión debida a materiales granulares, las ecuaciones de resistencia requerida se convierten en :

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

y cuando  $D$  o  $L$  reducen el efecto de  $H$

$$U = 0.9D + 1.7H$$

pero para cualquier combinación de  $D$ ,  $L$  o  $H$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

C9.2.5- Esta sección aborda la necesidad de considerar específicamente las cargas debidas a pesos o presiones de líquidos. Proporciona un factor de carga para aquellas cargas con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, equivalentes a las empleadas para cargas muertas. Estos factores reducidos no son apropiados cuando existe considerable incertidumbre en las presiones, como en el caso de presiones de aguas subterráneas o incertidumbre respecto a la profundidad máxima de líquido, como en el caso de empozamiento de agua. Véase la exposición sobre empozamiento en la sección 8.2 de los Comentarios.

Para presiones de fluidos bien definidas, las ecuaciones de resistencia requeridas son:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$$

y cuando  $D$  o  $L$  reduce el efecto de  $F$

$$U = 0.9D + 1.4F$$

pero para cualquier combinación de  $D$ ,  $L$  o  $F$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

9.2.6- Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse en la sobrecarga  $L$ .

9.2.7- Cuando los efectos estructurales  $T$  de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la retracción o los cambios de temperatura sean significativos en el diseño, la resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual a:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.4T + 1.7L) \quad (9-5)$$

pero la resistencia requerida  $U$  no debe ser menor que:

$$U = 1.4(D + T) \quad (9-6)$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la retracción o los cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante el servicio de la estructura.

### 9.3- Resistencia de diseño

9.3.1- La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este código, multiplicada por un factor  $\phi$  de reducción de resistencia.

9.3.2- El factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , debe ser el siguiente:

9.3.2.1- Flexión sin carga axial..... 0.90

C9.2.6- Cuando la carga viva se aplique rápidamente, como puede ser el caso de edificios para estacionamiento, embarcaderos de carga, pisos de bodegas, cabinas de elevadores, etc., deben considerarse los efectos de impacto. En todas las ecuaciones debe sustituirse  $L$  por  $(L + \text{impacto})$ , cuando el impacto deba considerarse.

C9.2.7- El término "estimación realista" se utiliza para indicar que deben usarse los valores más probables y no los valores del límite superior de las variables.

El diseñador debe considerar cuando sea necesario, el efecto de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la retracción y la temperatura. La ecuación (9-6) esta para asegurar un diseño para la carga

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 17L)$$

que puede aproximarse a

$$U = 1.05(D + T)$$

cuando la sobrecarga es insignificante.

### C9.3- Resistencia de diseño

C9.3.1- El término "resistencia de diseño" de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en la norma ACI, multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$  que siempre es menor que uno.

Los propósitos del factor de reducción de resistencia  $\phi$  son: (1) Tomar en consideración la probabilidad de la presencia de elementos con una menor resistencia, debida a 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 la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga sujeta a

consideración y, (4) Reflejar la importancia del elemento en la estructura.<sup>9.2, 9.3.</sup>

Por ejemplo, se utiliza un  $\phi$  más bajo para columnas que para vigas, pues las columnas generalmente tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia del hormigón y por lo general, soportan áreas de carga mayores que las vigas. Además, a las columnas con armadura en zuncho se les concede un  $\phi$  más alto que las columnas con amarras, puesto que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

**9.3.2.2- Carga axial y carga axial con flexión.**  
 (Para carga axial con flexión, tanto la resistencia nominal a carga axial como a momento deben multiplicarse por valor único apropiado de  $\phi$ )

- (a) Tracción axial y tracción axial con flexión..... 0.90
- (b) Compresión axial y flexo-compresión:  
 Elementos con zunchos según la sección 10.9.3..... 0.75  
 Otros elementos armadas..... 0.70

excepto que para valores bajos de compresión axial,  $\phi$  puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:

Para elementos en los cuales  $f_y$  no exceda de 420 MPa con armadura simétrica y  $(h - d' - d_s)/h$  no menor de 0.70,  $\phi$  se puede aumentar linealmente hasta 0.90, a medida que  $\phi P_n$  disminuye desde  $0.10 f'_c A_g$  hasta cero.

Para otros elementos armados  $\phi$  puede incrementarse linealmente a 0.90 a medida que  $\phi P_n$  disminuye desde  $0.10 f'_c A_g$  ó  $\phi P_b$ , el que sea menor, hasta cero.

**9.3.2.3- Corte y torsión..... 0.85**

**9.3.2.4- Aplastamiento en el hormigón (véase también la sección 18.13)..... 0.70**

**C9.3.2.2- Para elementos sujetos a carga axial con flexión,** se determinan las resistencias de diseño multiplicando tanto  $P_n$  como  $M_n$  por un único valor apropiado de  $\phi$ . Para elementos sujetos a flexión y cargas relativamente pequeñas de compresión axial, la falla se inicia por fluencia de la armadura de tracción y tiene lugar de manera cada vez más dúctil conforme decrece la razón entre carga axial y momento. De manera simultánea también disminuye la variabilidad de la resistencia. Por consiguiente, para cargas axiales pequeñas resulta razonable permitir un incremento de  $\phi$  desde el valor para elementos en compresión hasta el valor 0.90 permitido para flexión a medida disminuye la resistencia de diseño a carga axial  $\phi P_n$  de un valor especificado a cero.

Para elementos que cumplan las limitaciones especificadas para  $(h - d' - d_s)/h$  y  $f_y$  la transición se inicia en la resistencia de diseño a la carga axial,  $\phi P_n$ , de  $0.10 f'_c A_g$ . Para otras condiciones, debe calcularse  $P_b$  para determinar el valor superior de la resistencia de diseño a la carga axial  $\phi P_n$  (el más pequeño de  $0.10 f'_c A_g$  y  $\phi P_b$ ) bajo el cual se puede realizar un incremento de  $\phi$ .

El factor  $\phi$  para aplastamiento del hormigón de esta sección no se aplica en el caso de las placas de anclaje de postesado. (Véase el comentario a la sección 18.13.)



**9.3.3-** Las longitudes de desarrollo especificadas en el capítulo 12 no requieren de un factor  $\phi$ .

**9.3.4-** En zonas de alto riesgo sísmico, los factores de reducción  $\phi$  se deben determinar según lo indicado anteriormente excepto en las siguientes condiciones:

**9.3.4.1-** Excepto para la determinación de la resistencia de las uniones (conexiones), el factor de reducción de resistencia por corte debe ser 0.6 para cualquier elemento estructural si su resistencia al corte nominal es menor que el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión. Esta resistencia nominal a flexión se determina considerando la carga axial factorizada más crítica incluyendo los efectos por sismo. El factor de reducción de resistencia de corte para las uniones (conexiones) debe ser 0.85.

**9.3.4.2-** Si la armadura transversal no está conforme a la sección 21.4.4, el factor de reducción de resistencia para flexión y compresión axial debe ser 0.5 para todos los elementos del marco con fuerzas de compresión axial mayorada que excedan  $(A_g f'_c / 10)$ .

## 9.4- Resistencia de diseño para la armadura

Los diseños no deben basarse en una tensión de fluencia de la armadura  $f_y$  que exceda de 560 MPa, excepto para cables de pretensado.

**C9.3.4-** Los factores de reducción de resistencia en 9.3.4 tienen la intención de compensar las inexactitudes en la estimación de la resistencia de los elementos estructurales en los edificios. Se basan principalmente en la experiencia con una carga aplicada constante o con un incremento continuo. Para construcciones en regiones de alto riesgo sísmico, algunos de los factores de reducción de resistencia se han modificado en 9.3.4 para tomar en cuenta los efectos de la resistencia con desplazamientos en el rango no lineal de respuesta.

La sección 9.3.4.1 se refiere a los elementos frágiles tales como muros de poca altura o porciones de muros entre aberturas con proporciones tales, que resulta impráctico reforzarlos con el objeto de elevar su resistencia nominal al corte por encima del corte correspondiente a la resistencia nominal por flexión para las condiciones de carga correspondientes. Este requisito no se aplica a los cálculos para evaluar la resistencia al corte de las conexiones.

## C9.4- Resistencia de diseño para la armadura

Las barras de armadura con una tensión de fluencia de 500 MPa en tamaños  $\phi 36$ ,  $\phi 44$  y  $\phi 56$  con la fluencia medida a una deformación de 0.0035, que cumplen de este modo los requisitos de esta norma fueron incluidos por primera vez en la norma ASTM A 615-87.

Además del límite superior de 550 MPa para la tensión de fluencia de la armadura no pretensada, existen limitaciones sobre la tensión de fluencia en otras secciones de este código:

En las secciones 11.5.2, 11.6.7.4, y 11.7.6: la máxima  $f_y$  que se puede utilizar para el diseño de la armadura por corte y torsión es de 420 Mpa.

En las secciones 19.3.2 y 21.5.1: la máxima  $f_y$  especificada es de 420 MPa para cáscaras, placas plegadas y estructuras que se rigen por las disposiciones sísmicas especiales del capítulo 21.

Las disposiciones para la deformación de la sección 9.5 y las limitaciones acerca de la distribución de la armadura de flexión de la sección 10.6 se vuelven más críticas conforme aumenta  $f_y$ .

## 9.5- Control de deformaciones

9.5.1- Los elementos de hormigón armado sujetos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada a fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o la condición de servicio de una estructura.

## C9.5- Control de deformaciones<sup>9.4</sup>

C9.5.1- Las disposiciones de la sección 9.5 únicamente se ocupan de las deformaciones que puedan ocurrir a los niveles de carga de servicio. Cuando se calculen deformaciones a largo plazo, únicamente debe considerarse la carga permanente y la porción de la sobrecarga sostenida.

Se dan dos métodos para controlar las deformaciones. Para vigas no pretensadas y losas en una dirección, y para elementos compuestos se deben seguir las disposiciones de altura total mínima, según la tabla 9.5(a) y satisfacer los requisitos de la norma para elementos que no soporten ni estén ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones. Para elementos no pretensados en dos direcciones la altura mínima requerida en las secciones 9.5.3.1 y 9.5.3.3 satisface los requisitos del código.

Para elementos no pretensados que no cumplan con estos requisitos de altura mínima o que soporten o estén ligados a muros divisorios, u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones y para todos los elementos de hormigón pretensado sujetos a flexión, las deformaciones deben calcularse mediante los procedimientos descritos o referidos en las

### 9.5.2- Elementos armados en una dirección (no pretensados)

9.5.2.1- El espesor mínimo establecido en la tabla 9.5 (a). debe aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones, a menos que el cálculo de las deformaciones indique que se puede utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

**TABLA 9.5 (a). ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PRETENSADAS O LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFORMACIONES\*.**

	Espesor Mínimo, h			En voladizo
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

\* La luz  $\ell$  está en mm.

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de hormigón de peso normal ( $w_c = 2\ 400\ \text{kg/m}^3$ ) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para hormigón liviano estructural de peso unitario dentro del rango de  $1\ 500$  a  $2\ 000\ \text{kg/m}^3$ , los valores de la tabla deben multiplicarse por  $(1.65 - 0.0003 w_c)$ , pero no menos de 1.09, donde  $w_c$  es la densidad en  $\text{kg/m}^3$ .
- (b) Para otros valores de  $f_y$  distintos de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por  $(0.4 + f_y / 700)$ .

secciones adecuadas del código y deben limitarse a los valores de la tabla 9.5(b).

### C9.5.2- Elementos armados en una dirección (no pretensados)

C9.5.2.1- Las alturas mínimas de la tabla 9.5(a) son aplicables para vigas y losas no pretensadas en una dirección (sección 9.5.2) y para elementos compuestos (sección 9.5.5).

Debe enfatizarse que los valores de altura mínima solamente se aplican a elementos que no soportan ni están ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de ser dañados por las deformaciones.

Los valores de altura mínimo deben modificarse si se utilizan hormigones que no sean de peso normal y armadura grado 420. Las notas de la tabla son esenciales para elementos de hormigón armado construidos con hormigón liviano estructural y/o con armadura que tenga una tensión de fluencia distinta de 420 MPa. Si se dan ambas condiciones, deben aplicarse las correcciones (a) y (b) indicadas a de los pies de la tabla.

La modificación para hormigón liviano de la nota (a) se basa en el estudio de los resultados y análisis de la referencia 9.5. No se dan correcciones para hormigón cuya densidad esté entre  $1\ 900\ \text{kg/m}^3$  y  $2\ 300\ \text{kg/m}^3$ , puesto que el factor de corrección debe estar próximo a la unidad en este rango.

La modificación por tensión de fluencia en la nota (b) es aproximada, pero debe producir resultados conservadores para los tipos de elementos considerados en la tabla, para los porcentajes típicos de armadura y para valores de  $f_y$  entre 280 y 550 MPa.

9.5.2.2- Cuando se calcule las deformaciones, aquellas que ocurran inmediatamente por la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento.

9.5.2.3- A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más completo, las deformaciones inmediatas deben calcularse tomando el módulo de elasticidad del hormigón,  $E_c$ , que se especifica en la sección 8.5.1 (para hormigón de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo debe tomarse como se indica a continuación, pero no debe ser mayor que  $I_g$ .

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_n} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_n} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (9-7)$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-8)$$

y para hormigón de peso normal,

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (9-9)$$

Cuando se use hormigón con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

(a) Cuando el valor de  $f_{cr}$  esté especificado y la dosificación del hormigón esté de acuerdo con la sección 5.2,  $f_r$  debe modificarse sustituyendo  $\sqrt{f'_c}$  por  $1.8 f_{cr}$ , pero el valor de  $1.8 f_{cr}$  usado no debe exceder de  $\sqrt{f'_c}$ .

(b) Cuando no se especifique  $f_{cr}$ ,  $f_r$  debe multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano

C9.5.2.2- Para el cálculo de las deformaciones inmediatas de elementos prismáticos no fisurados pueden utilizarse los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, con un valor constante de  $E_c I_g$  en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el elemento está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más exacto.

C9.5.2.3- El procedimiento del momento efectivo de inercia, descrito en el código y en la referencia 9.6, se seleccionó considerando que es suficientemente preciso para emplearse en el control de deformaciones.<sup>9.7-9.10</sup> El  $I_e$  efectivo se desarrolló para proporcionar una transición entre los límites superior e inferior de  $I_g$  e  $I_{cr}$ , como función de la relación  $M_{cr}/M_n$ . En la mayoría de los casos prácticos,  $I_e$  será menor que  $I_g$ .

en todos sus componentes, y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se puede interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

**9.5.2.4-** Para elementos continuos el momento efectivo de inercia puede tomarse como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación (9-7) para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para elementos prismáticos, el momento efectivo de inercia puede tomarse como el valor obtenido de la ecuación (9-7) en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

**9.5.2.5-** A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deformación adicional a largo plazo, resultante de la fluencia lenta y retracción de elementos en flexión (hormigón normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deformación inmediata causada por la carga permanente por el factor

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-10)$$

donde  $\rho'$  será el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. El factor  $\xi$  dependiente del tiempo, para cargas sostenidas, puede tomarse igual a:

5 años o más.....	2.0
12 meses.....	1.4
6 meses.....	1.2
3 meses.....	1.0

**C9.5.2.4-** Para elementos continuos, el procedimiento de la norma sugiere el promedio simple de valores de  $I_e$  para las secciones de momentos positivos y negativo. El empleo de las propiedades de la sección al centro del vano para elementos prismáticos continuos, es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez al centro del vano (incluyendo el efecto de fisurado) tiene efecto dominante sobre las deformaciones como lo muestra el Comité ACI 435<sup>9.10, 9.11</sup> y la SP-43.<sup>9.4</sup>

**C9.5.2.5-** La retracción y la fluencia lenta debidas a las cargas permanentes provocan mayores "deformaciones de largo plazo" a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deformaciones están influidas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de armadura de compresión, la magnitud de la carga permanente y otros factores. La expresión dada en esta sección se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos del código para calcular deformaciones inmediatas, y con los límites dados en la tabla 9.5(b)<sup>9.12</sup>. Debe hacerse notar que la deformación calculada de acuerdo con esta sección es la deformación adicional a largo plazo, debida a la carga permanente y a la porción de la sobrecarga mantenida durante un período suficiente para provocar deformaciones significativas dependientes del tiempo.

La ecuación (9-10) se desarrolló en la referencia 9.13. En la ecuación (9-10) el multiplicador de  $\xi$  toma en cuenta el efecto de la armadura de compresión para reducir las deformaciones de largo plazo, y  $\xi=2.0$  representa un factor nominal dependiente del tiempo para 5 años de duración de la carga. Para períodos de carga de menos de

5 años puede emplearse la curva en la figura 9.5.2.5 para calcular valores de  $\xi$ .

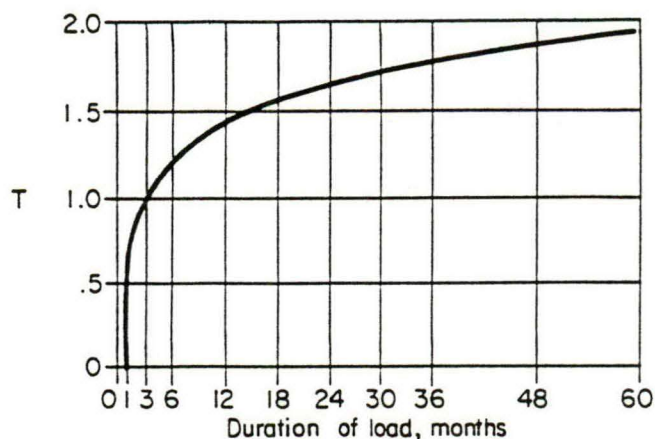


Fig. 9.5.2.5 Factores para las deformaciones a largo plazo.

**TABLA 9.5 (b). DEFORMACIÓN MÁXIMA ADMISIBLE DE CÁLCULO**

Tipo de elemento	Deformación considerada	Límite de deformación
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L.	$\frac{\ell^*}{180}$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{\ell}{360}$
Sistema de entrepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	La parte de la deformación total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deformación a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la defoformación inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional)	$\frac{\ell}{480}$
Sistema de entrepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones..	‡	$\frac{\ell}{240}$ §

\* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deformaciones adecuados, incluyendo las deformaciones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

‡ Las deformaciones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o la 9.5.4.2, pero se pueden reducir en la cantidad de deformación calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deformación total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

**9.5.2.6-** La deformación calculada de acuerdo con las secciones 9.5.2.2 a la 9.5.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la tabla 9.5 (b).

**9.5.3- Elementos armados en dos direcciones (no pretensados)**

**9.5.3.1-** La sección 9.5.3 tiene prioridad en relación al espesor mínimo de losas u otros elementos armados en dos sentidos diseñados de acuerdo con las disposiciones del capítulo 13 y que se ajusten a los requisitos de la sección 13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos deben satisfacer los requisitos de una de las secciones 9.5.3.2., ó 9.5.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos deben satisfacer los requisitos de una de las secciones 9.5.3.3 o 9.5.3.4.

**9.5.3.2-** El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una razón entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la

Cuando se desea considerar por separado fluencia lenta y retracción, pueden aplicarse ecuaciones aproximadas que se proporcionan en las referencias 9.6, 9.7, 9.13 y 9.14.

**C9.5.2.6-** Debe observarse que las limitaciones dadas en esta tabla se relacionan únicamente con elementos no estructurales apoyados o ligados. Para aquellas estructuras en las que los elementos estructurales son susceptibles de ser afectados por las deformaciones de los elementos a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deformaciones y las fuerzas resultantes deben considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de las estructuras, como lo dispone la sección 9.5.1. (Referencia 9.9)

Cuando se calculen las deformación a largo plazo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de ligar los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la curva de la fig. 9.5.2.5 para elementos de dimensiones y formas usuales.

**C9.5.3- Elementos armados en dos direcciones (no pretensados)**

**C9.5.3.2-** Los límites en la Tabla 9.5(c) son aquellos que han evolucionado a través de los años en los códigos de construcción. Se supone que las losas que se ajusten a esos límites no han tenido como resultado problemas sistemáticos

tabla 9.5(c) y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- (a) Losas sin ábacos según se define en la secciones 13.4.7.1 y 13.4.7.2..... 120 mm
- (b) Losas con ábacos según se define en las secciones 13.4.7.1. y 13.4.7.2..... 100 mm

relacionados con la rigidez para cargas a corto y largo plazo. Naturalmente, esta conclusión se aplica únicamente en el dominio de experiencias anteriores en cargas, medio ambiente, materiales, condiciones de borde, y vanos.

**TABLA 9.5 (c). ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES**

Tensión de fluencia $f_y$ , MPa*	Sin ábacos			Con ábacos		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde †		Sin vigas de borde	Con vigas de borde †	
2,800	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
4,200	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$

\* Para valores de tensión de fluencia de la armadura entre 280 y 420 MPa. el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

El ábaco se define en las secciones 13.4.7.1 y 13.4.7.2.

† Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de  $\alpha$  para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

**9.5.3.3-** El espesor mínimo para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- (a) Para  $\alpha_m$  igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones del párrafo 9.5.3.2.
- (b) Para  $\alpha_m$  mayor que 0.2 pero no mayor que 2.0, el espesor no debe ser menor que:

**C9.5.3.3-** Para losas que tenga una razón entre el lado largo y el lado corto mayor que 2, el uso de las ecuaciones (9-11) y (9-12), que indican el espesor mínimo como porcentaje del largo, pueden conducir a resultados poco razonables. Para dichas losas, deben usarse las reglas para losas en una dirección de la sección 9.5.2.

El requisito en la subsección (a) para  $\alpha_m$  igual a 0.2 hace posible eliminar la ecuación (9-13) del ACI 318-89. Dicha ecuación daba resultados esencialmente idénticos a los de la tabla 9.5(c),



$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad (9-11)$$

pero no menor que 120 mm.

(c) Para  $\alpha_m$  mayor que 2.0, el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-12)$$

y no menor que 90 mm.

(d) En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez  $\alpha$  no menor de 0.80, o bien aumentarse el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-11) ó (9-12), por lo menos un 10% en la losa que tenga un borde discontinuo.

**9.5.3.4-** Se pueden utilizar espesores de losas menores que los mínimos requeridos en las secciones 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3 si se demuestra por cálculo que la deformación no excederá los límites establecidos en la tabla 9.5 (b). Las deformaciones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma de la losa, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  debe ser el especificado en la sección 8.5.1. El momento de inercia efectivo debe ser el proporcionado por la ecuación (9-7); se pueden emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deformación concuerdan razonablemente con los resultados de un gran número ensayos. La deformación adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con la sección 9.5.2.5.

como lo hace la ecuación (9-11) con un valor de  $\alpha_m$  igual a 0.2.

**C9.5.3.4-** El cálculo de deformaciones en losas es complicado, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las deformaciones inmediatas, puede usarse los valores de  $E_c$  e  $I_e$  especificados en la sección 9.5.2.3<sup>9,11</sup>. Sin embargo, pueden usarse otros valores para la rigidez  $EI$  si generan predicciones de deformaciones que presenten razonablemente los resultados de ensayos significativos.

Dado que la información disponible sobre deformaciones de largo plazo en losas es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en la sección 9.5.2.5 para calcular las deformaciones adicionales de largo plazo.

## 9.5.4- Elementos de hormigón pretensado

**9.5.4.1-** Para elementos en flexión diseñados de acuerdo con el capítulo 18, las deformaciones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deformación elástica, y el momento de inercia de la sección total de hormigón puede utilizarse para las secciones no fisuradas.

**9.5.4.2-** La deformación adicional a largo plazo en elementos de hormigón pretensado debe calcularse teniendo en cuenta las tensiones en el hormigón y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos de la fluencia lenta y la retracción del hormigón, así como la relajación del acero.

## C9.5.4- Elementos de hormigón pretensado

La norma requiere que la deformación de cualquier elemento de hormigón pretensado sujeto a flexión se calcule y se compare con los valores admisibles dados en la tabla 9.5(b).

**C9.5.4.1-** Las deformaciones inmediatas de elementos de hormigón pretensado pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para deformaciones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de hormigón (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en la sección 8.5.1. Puesto que este método supone que el hormigón no está fisurado, puede no ser suficiente para elementos que tengan un esfuerzo por tracción en el hormigón relativamente alto, tal como el que se permite en la sección 18.4.2(c). Por consiguiente, la sección 18.4.2(c) requiere que el cálculo de la deformación se base en la sección transformada fisurada para elementos diseñados para un esfuerzo por tracción en la zona de tracción precomprimida igual a  $\sqrt{f'_c}$ .

También se ha demostrado en la referencia 9.15 que el método de  $I_e$  puede usarse para calcular deformaciones en elementos parcialmente pretensados, cargados más allá de la carga de fisuración.

En este caso, el momento de agrietamiento debe tomar en cuenta los efectos del pretensado. En la referencia 9.16 también se da un método que predice el efecto de la armadura de tracción no pretensada para reducir la contraflecha debida a la fluencia lenta, de forma aproximada a la que se hace mención en las referencias 9.10 y 9.17.

**C9.5.4.2-** El cálculo de las deformaciones a largo plazo de elementos de hormigón pretensado sujetos a flexión es complicado. Los cálculos deben tomar en consideración no sólo el incremento de las deformaciones debido a los esfuerzos por flexión, sino también las deformaciones adicionales a largo plazo que son

9.5.4.3- La deformación calculada de acuerdo con las secciones 9.5.4.1 y 9.5.4.2 no debe exceder los límites establecidos en la tabla 9.5 (b).

el resultado del acortamiento dependiente del tiempo del elemento sujeto a flexión.

En términos generales, el hormigón pretensado se acorta más con el tiempo que otros elementos no pretensados semejantes. Esto se debe a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce fluencia lenta axial. Esta fluencia lenta, junto con la retracción del hormigón, tiene como resultado un acortamiento significativo de los elementos sujetos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debe tomarse en consideración en el diseño. El acortamiento tiende a reducir la tensión en los cables de pretensado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos en las deformaciones a largo plazo.

Otro factor que puede ejercer influencia en las deformaciones a largo plazo de elementos pretensados sujetos a flexión, es el hormigón o albañilería adyacente no pretensada en la misma dirección del elemento. Esto puede ser una losa no pretensada en la misma dirección de la viga, adyacente a una viga pretensada o un sistema de losas no pretensado. Puesto que el elemento pretensado tiende a tener mayor retracción y mayor fluencia lenta que el hormigón adyacente no pretensado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el elemento pretensado, pues el hormigón adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del elemento presforzado puede llevarse a cabo a lo largo de un período de años, y da lugar a deformaciones adicionales a largo plazo y a un aumento de esfuerzos en el elemento pretensado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deformaciones a largo plazo de elementos pretensados, siempre y cuando se tomen en consideración todos los efectos. Se puede obtener una guía en la referencias 9.9, 9.12, 9.15, 9.17 y 9.18.

## 9.5.5- Elementos compuestos

### 9.5.5.1- Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sujetos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga permanente es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento hormigonado monolíticamente para el cálculo de la deformación. En elementos no pretensados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la tabla 9.5 (a) para hormigón liviano o para peso normal. Si se calcula la deformación, debe tomarse en cuenta las curvaturas que resultan de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y hormigonados en obra, y los efectos de la fluencia lenta según el eje del elemento de hormigón pretensado.

### 9.5.5.2- Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no pretensado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la tabla 9.5 (a), no se requiere calcular la deformación. Si el espesor de un elemento compuesto no pretensado cumple con los requisitos de la tabla 9.5 (a), no necesita calcularse la deformación que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deformación a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.5.5.3- La deformación calculada de acuerdo con los requisitos de las secciones 9.5.5.1 y 9.5.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la tabla 9.5 (b).

## C9.5.5- Elementos compuestos

Como se han hecho pocas pruebas para estudiar las deformaciones inmediatas y a largo plazo de elementos compuestos, las reglas dadas en la sección 9.5.5.1 y en la 9.5.5.2 se basan en el criterio del Comité ACI 318 y en la experiencia.

Si cualquier parte de un elemento compuesto es pretensada, o si el elemento se pretensa después de que se han colocado los componentes, se aplican las disposiciones de la sección 9.5.4 y deben calcularse las deformaciones. Para elementos compuestos no pretensados las deformaciones necesitan calcularse y compararse con los valores límite de la tabla 9.5(b) sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la tabla 9.5(a). En elementos sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta afectiva. (En el capítulo 17 se establece que no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a cálculos de resistencia y no a deformaciones).

## CAPÍTULO 10 - CARGAS AXIALES Y FLEXIÓN

### 10.0- Notación

- a** = altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzo definido según la sección 10.2.7.1
- A** = área efectiva en tracción del hormigón que rodea a la armadura en tracción por flexión y que tiene el mismo centroide que dicha armadura, dividida por el número de barras o de alambres,  $\text{mm}^2$ . Cuando la armadura por flexión consista en barras o alambres de diferentes diámetros, la cantidad de éstos debe calcularse como el área total de la armadura dividida por el área de la barra o del alambre de mayor diámetro utilizado
- A<sub>c</sub>** = área del núcleo de un elemento sujeto a compresión reforzado con zuncho, medida hasta el diámetro exterior del zuncho,  $\text{mm}^2$
- A<sub>g</sub>** = área total de la sección,  $\text{mm}^2$
- A<sub>s</sub>** = área de la armadura no pretensado en tracción,  $\text{mm}^2$
- A<sub>sk</sub>** = área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral,  $\text{mm}^2/\text{m}$ . Ver la sección 10.6.7
- A<sub>st</sub>** = área total de armadura longitudinal (barras o perfiles de acero),  $\text{mm}^2$
- A<sub>t</sub>** = área del perfil de acero o tubo estructural en una sección compuesta,  $\text{mm}^2$
- A<sub>1</sub>** = área cargada
- A<sub>2</sub>** = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y con pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal
- b** = ancho del borde en compresión del elemento, mm
- c** = distancia de la fibra externa en compresión al eje neutro, mm
- C<sub>m</sub>** = factor que relaciona el diagrama real de momento con un diagrama equivalente de momento uniforme

- $d$  = distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, cm
- $d_c$  = espesor del recubrimiento de hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra o alambre más cercano a esa fibra, mm
- $E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la sección 8.5.1
- $E_s$  = módulo de elasticidad de la armadura, MPa. Véase la sección 8.5.2 y 8.5.3
- $EI$  = rigidez a la flexión de un elemento en compresión. Véase las ecuaciones (10-10) y (10-11)
- $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- $f_s$  = esfuerzo en la armadura calculado para las cargas de servicio, MPa
- $f_y$  = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no pretensado, MPa
- $h$  = altura total de un elemento, mm
- $I_g$  = momento de inercia de la sección total de hormigón respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración la armadura
- $I_{se}$  = momento de inercia de la armadura con respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento
- $I_t$  = momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento compuesto
- $k$  = factor de longitud efectiva para elementos en compresión
- $\ell_c$  = altura de la columna medida de centro a centro entre pisos o cielo
- $\ell_u$  = longitud sin apoyo lateral de un elemento en compresión
- $M_c$  = momento mayorado para usarse en el diseño de un elemento en compresión.
- $M_u$  = momento mayorado en la sección considerada
- $M_{1b}$  = valor del menor momento mayorado en el extremo de elementos sujetos a compresión debido a cargas que no producen un desplazamiento lateral

apreciable, calculado por el análisis convencional elástico de marco, es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple, y negativo si está flexionado en doble curvatura

$M_{2b}$  = valor del mayor momento mayorado en el extremo de elementos sujetos a compresión debido a cargas que no producen un desplazamiento lateral apreciable, calculado por el análisis convencional elástico de marco

$M_{2s}$  = valor del mayor momento mayorado en el extremo de elementos sujetos a compresión debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante el análisis convencional elástico de marco

$P_b$  = resistencia axial nominal en condición de deformación balanceada. Véase la sección 10.3.2

$P_c$  = carga crítica. Véase la ecuación (10-9)

$P_n$  = resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada

$P_o$  = resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero

$P_u$  = carga axial mayorada para una excentricidad dada  $\leq \phi P_n$

$r$  = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión

$z$  = cantidad que limita la distribución de la armadura por flexión. Véase la sección 10.6

$\beta_1$  = factor que se define en la sección 10.2.7.3

$\beta_d$  = razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada cuando la carga es debida a los efectos de la gravedad únicamente en el cálculo de  $P_c$  (ecuación 10-7), o razón entre la máxima carga lateral sostenida mayorada y la máxima carga lateral total mayorada en ese piso en el cálculo de  $P_c$  en la ecuación (10-8)

$\delta_b$  = factor de amplificación de momento para marcos arriostrados, para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión

- $\delta_s$  = factor de amplificación del momento en marcos no arriastrados, para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas de gravedad y laterales
- $\rho$  = cuantía de la armadura no pretensada en tracción  
=  $A_s/bd$
- $\rho_b$  = cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación. Véase la sección 10.3.2
- $\rho_s$  = razón entre el volumen de armadura en zuncho y el volumen total del núcleo (medido desde el diámetro exterior del zuncho) de un elemento armado con zuncho sujeto a compresión
- $\phi$  = factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3

## 10.1- Alcance

Las disposiciones del capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a cargas de flexión ó axiales, o a la combinación de cargas de flexión y axiales.

## 10.2- Hipótesis de diseño

10.2.1- El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión y carga axiales debe basarse en las hipótesis dadas en las secciones 10.2.2. a la 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

### C10.2 Hipótesis de diseño

C10.2.1- Dos condiciones fundamentales deben quedar satisfechas cuando se calcula la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia del código: (1) el equilibrio estático y (2) la compatibilidad de las deformaciones. Debe satisfacerse el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal en condiciones de resistencia nominal. La compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación para el hormigón y la armadura, en condiciones de resistencia nominal, debe igualmente satisfacerse dentro de las suposiciones de diseño permitidas por la sección 10.2.



10.2.2- Las deformaciones en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto para elementos de gran altura sujetos a flexión, con razones de altura total a luz libre mayores de 2/5 para tramos continuos y 4/5 para tramos simples, en que debe considerarse una distribución no lineal de las deformaciones. Véase la sección 10.7.

10.2.3- La máxima deformación utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.

10.2.4- La tensión en la armadura debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación del acero si ésta resulta menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que las correspondientes a  $f_y$ , la tensión se considera independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

C10.2.2- Numerosos ensayos han confirmado que la distribución de la deformación resulta esencialmente lineal a través de una sección transversal de hormigón armado, aun cerca de su resistencia última.

Se supone que tanto la deformación de la armadura, como la del hormigón, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación y el esfuerzo correspondiente en la armadura.

C10.2.3- La máxima deformación por compresión en el hormigón se ha observado en diversos tipos de ensayos que varía desde 0.003 hasta valores tan altos como 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones a las cuales se desarrolla el momento máximo está normalmente entre 0.003 y 0.004 para elementos de proporciones y materiales normales.

C10.2.4- Resulta razonable suponer que para armadura con resaltes, el esfuerzo es proporcional a la deformación por debajo de la tensión de fluencia  $f_y$ . El aumento en la resistencia, debido al efecto de endurecimiento por deformación de la armadura, no se toma en consideración en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia, la fuerza que se desarrolla en la armadura sujeta a compresión o a tracción se calcula como:

cuando  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (deformación de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

cuando  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde  $\epsilon_s$  es el valor del diagrama de deformación en la ubicación de la armadura. Para el diseño, el módulo de elasticidad de la armadura  $E_s$  puede tomarse como 200 000 MPa (sección 8.5.2).

**10.2.5-** La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sujetos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de la sección 18.4.

**10.2.6-** La distribución de las tensiones de compresión en el hormigón se puede suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativas.

**C10.2.5-** La resistencia a la tracción del hormigón sujeto a flexión (módulo de rotura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y es aproximadamente del 10 al 15% de la resistencia a la compresión. En el diseño por resistencia, la resistencia a la tracción del hormigón sujeto a flexión no se toma en consideración.

Para elementos con porcentajes normales de armadura, esta suposición concuerda con los ensayos. Por lo general, resulta correcto no tomar en consideración la resistencia a la tracción en condiciones últimas cuando hay un porcentaje muy pequeño de armadura.

No obstante, la resistencia del hormigón en tracción es importante en las condiciones de agrietamiento y deflexión a nivel de cargas de servicio.

**C10.2.6-** Esta suposición reconoce la distribución inelástica de esfuerzos del hormigón bajo grandes esfuerzos. Conforme se va alcanzando el esfuerzo máximo, la relación esfuerzo deformación del hormigón no sigue una línea recta sino que toma la forma de una curva (el esfuerzo no es proporcional a la deformación). La forma general de una curva esfuerzo-deformación es básicamente una función de la resistencia del hormigón, y consiste en una curva que aumenta de cero hasta un máximo para una deformación por compresión entre 0.0015 y 0.002, seguida por una curva descendente hasta una deformación última (aplastamiento del hormigón) entre 0.003 hasta más de 0.008. Tal como se indica en la sección C10.2.3 de estos Comentarios, la norma establece la deformación máxima utilizable en 0.003 para el diseño.

La distribución real del esfuerzo por compresión del hormigón en cualquier caso práctico es compleja y por lo general no se le conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de esfuerzos en el hormigón pueden aproximarse adecuadamente si se emplea

10.2.7- Los requisitos de la sección 10.2.6 se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón, definida como sigue:

10.2.7.1- Una tensión en el hormigón de  $0.85 f'_c$  uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$  a partir de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2- La distancia  $c$  desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se debe medir en dirección perpendicular a dicho eje.

10.2.7.3- El factor  $\beta_1$  deberá tomarse como 0.85 para resistencias del hormigón  $f'_c$  hasta 30 MPa. Para resistencias superiores a 30 MPa,  $\beta_1$  se disminuirá en forma lineal en 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.

cualquiera de las diferentes suposiciones para la forma de distribución de los esfuerzos. El código permite que se suponga en el diseño cualquier distribución particular de esfuerzos, si se demuestra que las predicciones de la resistencia última están razonablemente de acuerdo con los resultados de los ensayos. Se han propuesto muchas distribuciones de esfuerzos; las tres más comunes son: parabólica, trapezoidal y rectangular.

C10.2.7- Para el diseño práctico, el código permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas en el hormigón. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de  $0.85 f'_c$  con un rectángulo de altura  $a = \beta_1 c$ . Se ha determinado experimentalmente un valor de  $\beta_1$  igual a 0.85 para hormigón con  $f'_c \leq 30$  MPa y 0.008 menor por cada 1 MPa de  $f'_c$  sobre 30 MPa.

En el suplemento de 1976 al ACI 318-71, se adoptó un límite inferior de  $\beta_1$  igual a 0.65 para resistencias del hormigón mayores de 55 MPa. Los datos obtenidos en ensayos con hormigón de alta resistencia<sup>10.1, 10.2</sup> respaldan el bloque de esfuerzos rectangular equivalente, para resistencias del hormigón que excedan los 55 MPa, con un  $\beta_1$  igual a 0.65. El uso de la distribución rectangular equivalente de esfuerzos especificada en el ACI 318-71 sin límite inferior para  $\beta_1$ , tuvo como resultado diseños inconsistentes para hormigón de alta resistencia en elementos sujetos a cargas axiales y de flexión combinadas.

La distribución rectangular de esfuerzos no representa la distribución real de esfuerzos en la zona de compresión en condiciones últimas, pero proporciona esencialmente los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos<sup>10.3</sup>.

### 10.3- Principios y requisitos generales

**10.3.1-** El diseño de una sección transversal sujeta a cargas de flexión, a cargas axiales o a la combinación de ambas (flexo compresión) debe basarse en las tensiones y la compatibilidad de deformaciones utilizando las hipótesis de la sección 10.2.

**10.3.2-** La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando la armadura en tracción alcanza la deformación correspondiente a su tensión de fluencia especificada,  $f_y$ , al mismo tiempo que el hormigón en compresión alcanza su deformación última supuesta de 0.003.

**10.3.3-** En elementos sometidos a flexión y en elementos sometidos a la combinación de cargas de flexión y cargas axiales de compresión, cuando la carga axial de diseño  $\phi P_n$  es menor que la más pequeña entre  $0.10 f'_c A_g$  o  $\phi P_b$ , la cuantía de armadura  $\rho$  proporcionada no debe exceder de 0.75 de la cuantía  $\rho_b$  que produciría las condiciones de deformación balanceada en la sección sometida a flexión sin carga axial. En elementos con armadura de compresión, la parte de  $\rho_b$  equilibrada por la armadura de compresión no necesita reducirse mediante el factor 0.75.

### C10.3- Principios y requisitos generales

**C10.3.1-** Las ecuaciones de diseño por resistencia para elementos sujetos a flexión o a una combinación de cargas axiales y de flexión se encuentran en el artículo "Rectangular Concrete Strees Distribution in Ultimate Strenght Desing".<sup>10.3</sup> La referencia 10.3 y las ediciones anteriores de este comentario también dan la deducción de las ecuaciones de resistencia para secciones transversales distintas de las rectangulares.

**C10.3.2-** En una sección transversal existe una condición de deformaciones balanceadas cuando la deformación máxima en la fibra extrema a compresión alcanza el valor de 0.003 simultáneamente con la primera deformación de fluencia  $f_y/E_s$  en la armadura en tracción. La cuantía  $\rho_b$  de armadura que produce las condiciones balanceadas en flexión, depende de la forma de la sección transversal y de la posición de la armadura.

**C10.3.3-** La misma cantidad de armadura de tracción de elementos sujetos a flexión está limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

La resistencia última a la flexión de un elemento se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema sujeta a compresión alcanza la última deformación última (aplastamiento) del hormigón. En la deformación última del hormigón, la deformación de la armadura en tracción podría : alcanzar justo la deformación de la primera fluencia, ser menor que la deformación de fluencia (elástica) o exceder la deformación de fluencia (inelástica). La condición de deformación del acero que exista bajo la deformación última del hormigón depende de la proporción relativa entre la armadura y hormigón y entre las resistencias del hormigón y de los materiales  $f'_c$  y  $f_y$ . Si  $\rho(f_y/f'_c)$  es suficientemente baja, la deformación en el acero en tracción excederá en gran medida la deformación de fluencia cuando el hormigón alcance su deformación última, con gran

deformación y muchas advertencias de falla inminente (condiciones de falla dúctil). Con  $\rho(f_y/f'_c)$  mayor, la deformación del acero en tracción puede no alcanzar la deformación de fluencia cuando el hormigón alcance su deformación última, con la consiguiente pequeña deformación y pocas advertencias de falla inminente (condiciones de falla frágil). En el diseño, se considera más conservador restringir la condición de resistencia última de manera que se pueda esperar una dúctil.

A menos que se requieran cantidades no usuales de ductilidad, la limitación de  $0.75\rho_b$  proporciona el comportamiento dúctil necesario para la mayoría de los diseños. Una condición en la cual se requiere un comportamiento dúctil mayor es en el diseño para redistribución de momentos en marcos y elementos continuos. La sección 8.4 de la norma permite la redistribución de momentos negativos. Puesto que la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad en las regiones articuladas, la cantidad de armadura por tracción en dichas regiones está limitada a  $0.5\rho_b$ .

Para el comportamiento dúctil de las vigas con armadura en compresión, únicamente debe limitarse aquella porción de la totalidad de la armadura en tracción balanceada por la compresión en el hormigón, la otra porción de la totalidad de la armadura en tracción en la cual la fuerza está balanceada por la armadura en compresión en compresión no necesita estar limitada por el factor 0.75.

**10.3.4-** La armadura de compresión se puede emplear junto con armadura adicional de tracción para aumentar la resistencia de un elemento sujeto a flexión.

**10.3.5-** La resistencia a carga axial de diseño  $\phi P_n$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que:

**10.3.5.1-** Para elementos no pretensados con zuncho que cumpla con la sección 7.10.4, o para

**C10.3.5- Y 10.3.6-** Las excentricidades mínimas de diseño que se incluyen en las normas de 1963 y 1971 se suprimieron en la edición de 1977, excepto en lo referente a las consideraciones de los efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión con momentos de extremo muy pequeños o iguales a cero (sección 10.11.5.4).

elementos compuestos que cumplan con la sección 10.14:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi \left[ 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-1)$$

10.3.5.2- Para elementos no pretensados con amarras que cumplan con la sección 7.10.5:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi \left[ 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-2)$$

10.3.5.3- Para elementos pretensados, la resistencia a carga axial de diseño  $\phi P_n$  no debe tomarse mayor que 0.85 (para elementos con zuncho) o 0.80 (para elementos con amarras) de la carga axial de diseño con excentricidad nula  $\phi P_o$ .

10.3.6- Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La carga axial mayorada  $P_u$ , a una excentricidad dada, no debe exceder de la proporcionada en la sección 10.3.5. El momento máximo mayorado  $M_u$  debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con la sección 10.10.

Originalmente las excentricidades mínimas especificadas estaban destinadas a servir como medio para reducir la resistencia de diseño a la carga axial de una sección en compresión pura, para responder a las excentricidades accidentales que no se habían considerado en el análisis y que podrían existir en un elemento sujeto a compresión, y reconocer que la resistencia del hormigón puede ser menor de  $f'_c$  para cargas altas sostenidas. El principal propósito del requisito mínimo de excentricidad era el de limitar la resistencia máxima a la carga axial de diseño de un elemento sujeto a compresión. Esto se lleva ahora a cabo directamente en la sección 10.3.5 limitando la resistencia a la carga axial de diseño de una sección en compresión pura al 85 u 80% de la resistencia nominal. Estos valores en porcentaje se aproximan las resistencias a la carga axial en las relaciones  $e/h$  de 0.05 y 0.10, especificadas en las normas anteriores para elementos con armadura en zuncho y con amarras, respectivamente. La misma limitación de la carga axial se aplica tanto a elementos en compresión moldeados en la obra como a los prefabricados. Las ayudas de diseño y los programas de computadora que se basan en el requisito mínimo de excentricidad de las normas del ACI de 1963 y de 1971 son igualmente aplicables.

Para elementos pretensados, la resistencia de diseño a la carga axial en compresión pura se calcula por medio de los métodos de diseño por resistencia del capítulo 10, incluyendo el efecto del pretensado.

Los momentos de extremo de un elemento sujeto a compresión deben considerarse en el diseño de elementos adyacentes sujetos a flexión. En los marcos arriostrados, los efectos de los momentos amplificados de extremo no necesitan considerarse en el diseño de las vigas adyacentes. En los marcos que no están arriostrados contra desplazamientos laterales, los momentos amplificados de extremo deben considerarse en el diseño de elementos sujetos a flexión, tal como se especifica en la sección 10.11.6.

Las columnas de esquina y otras que están expuestas a momentos conocidos que ocurren simultáneamente en dos direcciones deben diseñarse para flexión biaxial y carga axial. Pueden encontrarse métodos satisfactorios en "ACI Design Handbook"<sup>10.4</sup> y en "CRSI Handbook"<sup>10.5</sup>. El método de cargas recíprocas<sup>10.6</sup> y el método del contorno de las cargas<sup>10.5</sup> son los métodos usados en los dos manuales mencionados. La investigación<sup>10.8, 10.9</sup> indica que con el uso de las disposiciones para bloques de esfuerzo rectangulares de la sección 10.2.7 se producen cálculos de resistencia satisfactorios para secciones doblemente simétricas. Puede obtenerse un cálculo simple y en cierta medida conservador de la resistencia nominal  $P_{ni}$  a partir de la relación de cargas recíprocas.<sup>10.6</sup>

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

donde

$P_{ni}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

$P_o$  = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.

$P_{nx}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x

$P_{ny}$  = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

Esta relación es más adecuada cuando los valores  $P_{nx}$  y  $P_{ny}$  son mayores que la fuerza axial balanceada  $P_b$  para el eje en cuestión.

#### 10.4- Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

10.4.1- La separación entre los apoyos laterales de un viga no deben exceder de 50 veces el menor ancho  $b$  del ala o cara de compresión.

#### C10.4- Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

Los ensayos han demostrado que las vigas de hormigón armado sin arriostramientos laterales de cualquier dimensión razonable, aun cuando sean muy altas y angostas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se

**10.4.2-** Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

carguen sin excentricidad lateral, la cual provocaría torsión<sup>10.10, 10.11</sup>.

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente ("excentricidad lateral") o con una ligera inclinación. Los esfuerzos y las deformaciones determinadas por tales posiciones de la carga se convierten en perjudiciales para las vigas angostas y altas, y este es mayor a medida que aumenta la longitud sin apoyo. Pueden necesitarse apoyos laterales con espacios menores de  $50b$  para las condiciones reales de carga.

## 10.5- Armadura mínima en elementos sometidos a flexión

**10.5.1-** En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto por lo establecido en las secciones 10.5.2 y 10.5.3, cuando por análisis se requiere armadura positiva, la cuantía  $\rho$  proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (10-3)$$

En vigas T y en nervaduras, cuando el alma esté en tracción, la cuantía  $\rho$  se debe calcular para este propósito utilizando el ancho de dicha alma.

**10.5.2-** Alternativamente, el área de armadura positiva o negativa proporcionada en cada sección debe ser por lo menos  $1/3$  mayor que la requerida por el análisis.

## C10.5- Armadura mínima en elementos sometidos a compresión

**C10.5.1-** La disposiciones de una mínima cantidad de armadura se aplican a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, son de sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de armadura en tracción el momento resistente calculado como una sección de hormigón armado es menor que el correspondiente al de una sección de hormigón simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser bastante repentina.

Para prevenir dicha falla, se requiere de un porcentaje mínimo de acero  $\rho = 1.4/f_y$ . Para aceros con una tensión de fluencia de 280 a 420 MPa,  $\rho$  mínima se convierte en 0.5 y 0.33% respectivamente. El valor de  $1.4/f_y$  originalmente se dedujo para proporcionar el mismo 0.5% mínimo (para aceros del baja aleación) que se requería en anteriores ediciones de la norma ACI.

**C10.5.2-** La armadura mínima requerida por la ecuación (10-3) debe proporcionarse dondequiera que se necesite armadura positiva, excepto cuando la armadura positiva así como la negativa, sean  $1/3$  mayores que lo requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente armadura



10.5.3- En losas estructurales de espesor uniforme, el área mínima y el espaciamiento máximo de la armadura en la dirección de la luz debe estar de acuerdo con lo requerido en la sección 7.12 por temperatura y retracción.

## 10.6- Distribución de la armadura por flexión en vigas y losas en una dirección

10.6.1- Esta sección establece reglas para la distribución de la armadura por flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y en losas en una dirección (losas armadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección).

adicional en elementos en los cuales  $1.4bd/f_y$  sería excesivo.

C10.5.3- La armadura mínima requerida para losas resulta un poco menor que la requerida para las vigas, puesto que las sobrecargas se distribuyen lateralmente, y una falla repentina es menos probable. Sin embargo, la armadura estructural debe ser por lo menos igual a la armadura por retracción y temperatura, como lo especifica la sección 7.12.

En el contexto de esta sección las losas que se apoyan en el terreno, como son las losas sobre la rasante, no se consideran losas estructurales, a menos que transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al terreno. La armadura de losas apoyadas en el suelo, si existe, debe ser dimensionada con la debida consideración a todas las fuerzas de diseño. Las losas de fundación y otras losas que ayudan al soporte vertical de la estructura deben cumplir con los requisitos de esta sección.

## C10.6- Distribución de la armadura por flexión en vigas y losas en una dirección

C10.6.1- Muchas estructuras diseñadas por el método de los esfuerzos admisibles y con bajos esfuerzos en la armadura cumplieron con las funciones a las que se les destinó con un agrietamiento muy pequeño debido a la flexión. Cuando se usan aceros de alta resistencia con grandes niveles de esfuerzos por cargas de servicio, sin embargo, deben esperarse grietas visibles, y es necesario tomar precauciones para detallar la armadura, con objeto de controlar las grietas. Para asegurar la protección la armadura contra la corrosión y por razones estéticas, son preferibles muchas grietas muy finas, capilares, que pocas grietas anchas.

El control del agrietamiento es particularmente importante cuando se utiliza armadura con una

tensión de fluencia superior a 280 MPa. Las buenas prácticas actuales de detallamiento de la armadura generalmente conducirán a un adecuado control del agrietamiento, aun cuando se utilice armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa.

Mediante exhaustivos trabajos de laboratorio<sup>10.12-10.14</sup> que incluyeron modernas barras con resaltes, han confirmado que el ancho de grieta debido a las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero. Sin embargo, se encontró que las variables significativas que reflejan el detallamiento del acero son el espesor del recubrimiento de hormigón y el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada barra de armadura.

En ancho de grieta está inherentemente sujeto a una amplia dispersión, incluso en el cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de grieta se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción del hormigón.

**10.6.2-** La distribución de la armadura por flexión en losas en dos direcciones se debe hacer de acuerdo con las disposiciones de la sección 13.4.

**10.6.3-** La armadura de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima por flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de la sección 10.6.4.

**10.6.4-** Cuando tensión de fluencia de diseño,  $f_y$ , para la armadura en tracción supera los 280 MPa, las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos deben dimensionarse de modo que el valor de  $z$  dado por

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (10-4)$$

**C10.6.3-** Varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de gran diámetro de un área equivalente.

**C10.6.4-** La ecuación 10.4 proporciona una distribución que, controla razonablemente el agrietamiento por flexión. La ecuación está escrita en forma tal que por sí misma acentúa los detalles de la armadura, en lugar del ancho de grieta  $w$ . Esto se basa en la expresión de Gergely-Lutz:

$$w = 1.1 \beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

no exceda de 30 MN/m para exposición interior y de 25 MN/m para exposición exterior. La tensión calculada en la armadura debido a las cargas de servicio  $f_s$  (MPa) debe calcularse como el momento dividido por el producto del área de armadura por el brazo de palanca interno. En vez de tales cálculos,  $f_s$  puede tomarse como 60% de la tensión de fluencia especificada,  $f_y$ .

donde la  $w$  está expresada en centésimos de mm. Para simplificar el diseño práctico, se utilizó un valor aproximado de 1.2 para  $\beta$  (la razón entre las distancias al eje neutro a partir de la fibra extrema en tracción y del centroide de la armadura principal). Los ensayos de laboratorio muestran que la expresión de Gergely-Lutz se ajusta razonablemente a las losas en una dirección. El valor promedio de  $\beta$  es aproximadamente de 1.35 para las losas de entrepiso y no el valor de 1.2 que se utiliza para las vigas. De acuerdo con esto, sería consistente reducir los valores máximos para  $z$  multiplicándolos por el factor 1.2/1.35.

Las limitaciones numéricas de  $z = 30$  y 25 MPa para condiciones de exposición interior y exterior, respectivamente, corresponden a anchos límites de grietas de 0.4 y 0.33 mm.

El área efectiva del hormigón en tracción que rodea a la armadura principal se define como aquella que tiene el mismo centroide que el la armadura. Además, esta área está limitada por las superficies de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro. El cálculo del áreas efectiva por barra,  $A$  (véase la definición de la notación) se ilustra con el ejemplo de la fig. 10.6 en el cual el centroide de la armadura principal está a 92.5 mm del lecho inferior de la viga. El área efectiva en tracción se toma como dos veces los 92.5 mm por el ancho de la viga  $b$ . Dividiéndola entre el número de barras da 11.22 mm<sup>2</sup> por barra.

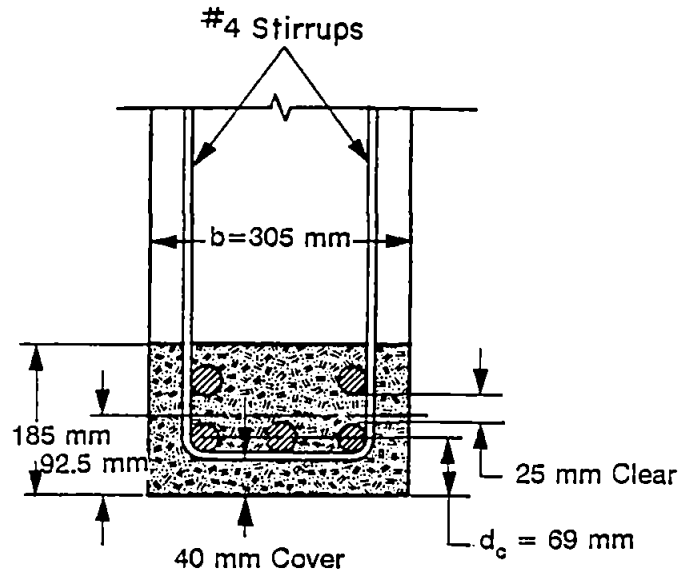


Fig. 10.6 Área efectiva del hormigón en tracción (viga con cinco barras  $\phi 36$ ).

10.6.5- Las disposiciones de la sección 10.6.4 no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos, o cuando se diseñan para ser impermeables. Para tales estructuras se requieren precauciones e investigaciones especiales.

C10.6.5- A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de la grieta a partir del cual existe peligro de corrosión. Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de hormigón pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de grieta en la superficie del hormigón. Los valores límite de  $z$  fueron, por lo tanto, escogidos primordialmente para generar un detallamiento de la armadura razonable en términos de experiencias prácticas con estructuras existentes.

10.6.6- Cuando las alas de las vigas T están sometidas a tracción, parte de la armadura de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala, de acuerdo con las disposiciones de la sección 8.10 o un ancho igual a  $1/10$  de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de  $1/10$  de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal en las zonas externas del ala.

C10.6.6- En grandes vigas T, la distribución de la armadura negativa para el control del agrietamiento debe tomar en cuenta dos condiciones: (1) El gran espaciamiento de la armadura a lo largo del ancho efectivo del ala puede provocar que se formen grietas anchas en la losa cerca del alma. (2) El reducido espaciamiento cerca del alma deja sin protección las losas exteriores del ala. La limitación de  $1/10$  sirve para evitar que haya un espaciamiento muy grande, al tiempo que

10.6.7- Si la altura del alma mide más de 1 m, debe distribuirse uniformemente armadura superficial longitudinal en ambas caras laterales del elemento en una distancia  $d/2$  cercana a la armadura de tracción por flexión. El área de armadura longitudinal  $A_{sk}$  por metro de altura en cada cara lateral debe ser  $\geq 1.0 (d - 750)$ . El espaciamiento máximo de la armadura superficial no debe exceder al menor de los valores  $d/6$  o 300 mm. Tal armadura puede incluirse en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de las deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambre individuales. El área total de armadura superficial longitudinal en ambas caras no necesita exceder la mitad de la armadura de tracción por flexión requerida.

## 10.7- Elementos de gran altura sometidos a flexión

10.7.1- Los elementos sometidos a flexión cuya razón entre altura total y luz libre es mayor de 2/5 para tramos continuos o de 4/5 para tramos simplemente apoyados, deben diseñarse como elementos de gran altura sometidos a flexión, tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral. (Véase también la sección 12.10.6)

10.7.2- La resistencia al corte de elementos de gran altura debe estar de acuerdo con la sección 11.8.

10.7.3- La armadura mínimo de tracción por flexión debe cumplir con las disposiciones de la sección 10.5.

proporciona un poco de armadura adicional necesario para proteger las zonas exteriores del ala.

C10.6.7- Para elementos sujetos a flexión relativamente altos debe colocarse algo de armadura longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción, con el fin de controlar el agrietamiento en el alma. Si no se coloca dicho acero auxiliar, el ancho de las grietas dentro del alma puede exceder en gran medida el ancho de las grietas al nivel de la armadura de tracción por flexión.

Los requisitos para la armadura superficial se modificaron en la edición 1989 de la armadura, ya que se encontró que los requisitos anteriores eran inadecuados en algunos casos. Véase la Referencia 10.16. Para elementos ligeramente armados, estos requisitos pueden reducirse a la mitad de la armadura principal por flexión. En los casos en que las disposiciones para vigas de gran altura, muros, o paneles prefabricados requieran más acero, tales disposiciones (junto con sus requisitos de espaciamiento) deben tener prioridad.

## C10.7- Elementos de gran altura sometidos a flexión

El código no contiene requisitos detallados para diseñar por flexión vigas de gran altura, excepto que debe considerarse la variación no lineal de la distribución de deformaciones y el pandeo lateral.

Se dan sugerencias para el diseño por flexión de vigas de gran altura en las referencias 10.17, 10.18 y 10.19.

10.7.4- La armadura mínima horizontal y vertical en las caras laterales de elementos de gran altura sometidos a flexión debe ser la mayor de las requeridas en las secciones 11.8.8, 11.8.9 y 11.8.10 o en las secciones 14.3.2 y 14.3.3.

## 10.8- Dimensiones de diseño para elementos sometidos a compresión

### 10.8.1- Elementos en compresión aislados con múltiples zunchos

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más zunchos entrelazados, debe tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los zunchos igual al recubrimiento mínimo del hormigón requerido en la sección 7.7.

### 10.8.2- Elementos en compresión construidos monolíticamente con los muros

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con zunchos o amarras, construido monolíticamente con un muro o apoyo de hormigón, no deben considerarse a más de 40 mm fuera del zuncho o amarra de dicho elemento.

### 10.8.3- Elementos sujetos a compresión de sección circular equivalente

En lugar de utilizar el área bruta para el diseño, se puede considerar a un elemento sometido a compresión con sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, como una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. El área bruta considerada, las cuantías requeridas de armadura y la resistencia de diseño deben basarse en dicha sección circular.

## C10.8- Dimensiones de diseño para elementos sometidos a compresión

En la edición de 1971 de la norma del ACI (ACI 318-71), las dimensiones mínimas para elementos sujetos a compresión fueron eliminadas, con el objeto de permitir un uso más amplio de los elementos en compresión de hormigón armado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios de oficinas livianas y edificios de baja altura para vivienda. El ingeniero debe reconocer la necesidad de una mano de obra cuidadosa, así mismo como el aumento en importancia de los esfuerzos por retracción en las secciones pequeñas.

C10.8.2, C10.8.3, C10.8.4- En el diseño de columnas <sup>10.20</sup> las disposiciones de la norma respecto a la cantidad de armadura vertical y en zuncho se basan en el área de la sección total de la columna y en el área del núcleo, y la resistencia de diseño de la columna se basa en el área total de la sección de ésta. Sin embargo, en algunos casos el área total es mayor que la necesaria para resistir la carga factorizada. La idea básica de las secciones 10.8.2, 10.8.3, y 10.8.4 es que resulta adecuado diseñar una columna de dimensiones suficientes para resistir la carga factorizada, y después simplemente agregar hormigón alrededor de la sección diseñada sin aumentar la armadura para que esté dentro de los porcentajes mínimos requeridos por la sección 10.9.1. No debe considerarse que el hormigón adicional resiste la carga; no obstante, los efectos del hormigón adicional sobre la rigidez del elemento se deben incluir en el análisis estructural. Los efectos del hormigón adicional también se deben tomar en cuenta en el diseño de las otras partes de la

estructura que interactúan con el elemento de sección aumentada.

#### 10.8.4-Límites de la sección

Para un elemento sometido a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se puede emplear un área efectiva reducida  $A_g$ , no menor que 1/2 del área total, con el fin de determinar la armadura mínima y la resistencia de diseño.

#### 10.9- Límites para la armadura de elementos sometidos a compresión

10.9.1- El área de armadura longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01, ni mayor que 0.08 veces el área bruta  $A_g$  de la sección.

#### C10.9- Límites para la armadura de elementos sometidos a compresión

C10.9.1- Esta sección establece los límites para la cantidad de armadura longitudinal para elementos en compresión no compuestos. Si el uso de altos porcentajes de armadura implica algún tipo de dificultad en la colocación del hormigón debe considerarse un porcentaje más bajo y por lo tanto, una columna más grande, u hormigón o armadura de mayor resistencia (véase la sección 9.4 de los Comentarios). Usualmente, el porcentaje de armadura para las columnas no debe exceder del 4% si las barras de éstas van a estar traslapadas. Armadura mínima. Dado que los métodos de diseño para columnas contienen términos separados para las cargas resistidas por el hormigón y por la armadura es necesario especificar una cantidad mínima de armadura para asegurarse que únicamente las columnas de hormigón armado se diseñen con estos procedimientos. La armadura es necesaria para proporcionar resistencia a la flexión que puede existir independientemente de que los cálculos muestren que existe o no flexión, y para reducir los efectos de fluencia lenta y retracción del hormigón bajo esfuerzos de compresión sostenidos. Las pruebas han demostrado que la fluencia lenta y la retracción tienden a transmitir la carga desde el hormigón a la armadura, con el aumento consecuente del esfuerzo en la armadura, y que este aumento es mayor a medida que disminuye la

cantidad de armadura. A menos que se le imponga un inferior a esta cuantía el esfuerzo en la armadura puede aumentar al nivel de fluencia bajo cargas de servicio sostenidas. En el informe del Comité ACI-105,<sup>10.17</sup> se hizo hincapié en este fenómeno y se recomendaron porcentajes mínimos de armadura de 0.01 y 0.005 para columnas con zunchos y con amarras, respectivamente. Sin embargo, en todas las ediciones del código desde 1936 la cuantía mínima ha sido 0.01 para ambos tipos de armadura  $P_{ny}$  en las columnas.

Armadura máxima. Las extensas pruebas para la investigación de columnas del ACI <sup>10.21</sup> incluyeron porcentajes de armadura no mayores de 0.06. Aunque otras pruebas, con un 17% de armadura en forma de barras produjeron resultados semejantes a los obtenidos previamente, es necesario observar que las cargas en estas pruebas se aplicaron a través de placas de apoyo en los extremos de las columnas, minimizando o evitando el problema de transmitir una cantidad proporcional de las cargas a las barras. El Comité ACI 105 <sup>10.21</sup> recomendó cuantías máximas de 0.08 y 0.03 para columnas con zunchos y con amarras respectivamente. En la norma de 1936 este límite se estableció en 0.08 y 0.04 respectivamente. En la norma de 1956, el límite para columnas con amarras a flexión se incrementó a 0.08. Desde la norma de 1963 se requiere que la flexión se tome en cuenta en el diseño de todas las columnas y la cuantía máxima de 0.08 se ha aplicado a ambos tipos de columnas. Este límite puede considerarse como un máximo práctico para la armadura en términos de economía y de requisitos de colocación.

**10.9.2-** El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de amarras circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de amarras triangulares y 6 para barras confinadas por zunchos, que cumplan con la sección 10.9.3.

**C10.9.2-** Para elementos en compresión, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están encerradas por amarras rectangulares o circulares. Para otras formas, debe proporcionarse una barra en cada vértice o esquina y debe proveerse la armadura lateral apropiada. Por ejemplo, las columnas triangulares confinadas requieren tres barras longitudinales, una en cada vértice de las amarras triangulares.



10.9.3- La cuantía de la armadura del zuncho,  $\rho_s$ , no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (10-5)$$

donde  $f_y$  es la tensión de fluencia especificada de la armadura en zuncho, la cual no debe ser mayor de 420 MPa.

### 10.10-Efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión

Para barras confinadas por zunchos se requieren seis barras.

Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.

C10.9.3- El efecto de la armadura en zuncho en aumentar la capacidad de carga del hormigón dentro del núcleo, no se manifiesta sino hasta que la columna ha quedado sujeta a una carga y a una deformación suficientes para provocar el desprendimiento del recubrimiento exterior de hormigón. La cantidad de armadura en zuncho que requiere la ecuación 10.5 pretende proporcionar una capacidad de carga adicional para columnas cargadas concéntricamente, igual o ligeramente mayor que la resistencia perdida al desprenderse el recubrimiento. Este principio lo recomendó el Comité ACI 105<sup>10.21</sup> y ha formado parte de la norma desde 1963. En el informe del Comité ACI 105 se presenta la deducción de la ecuación 10.5. Las pruebas y experiencias demuestran que las columnas que contienen la cantidad de armadura en zuncho especificada en esta sección presentan gran resistencia y ductilidad.

### C10.10-Efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión

Las disposiciones de la norma ACI para la evaluación de la esbeltez de los elementos de hormigón armado se modificaron completamente en la edición de 1971 de dicha norma, con base en las recomendaciones del Comité ACI-ASCE 441, Columnas de hormigón armado<sup>10.22</sup>. En esta recomendación se insta a utilizar mejores procedimientos de análisis estructural cuando sea posible o práctico (sección 10.10.1). En lugar de un mejor análisis, el código proporciona un método de diseño aproximado (sección 10.11) basado en el principio de amplificación del momento y semejante al procedimiento utilizado

como parte de las especificaciones del "American Institute of Steel Construction".<sup>10.23</sup> Después de estudiar el rango normal de las variables en el diseño de columnas, se establecieron límites de aplicación que eliminan de la consideración, como columnas esbeltas, a un gran porcentaje de columnas en marcos arriostrados y numerosas columnas en marcos no arriostrados. La exactitud del procedimiento aproximado de diseño se estableció a través de una serie de comparaciones entre resultados analíticos y de pruebas. En toda el rango de elementos esbeltos en compresión, el procedimiento propuesto es más racional, más exacto y más congruente que el método del factor de reducción, utilizado en anteriores ediciones de la norma ACI. Como el método de amplificación de momento hace hincapié en el fenómeno básico de elementos esbeltos en compresión, y permite una evaluación del momento adicional en elementos de apoyo, resultan diseños mejores y más seguros.

**10.10.1-** El diseño de elementos sometidos a compresión debe basarse en las fuerzas y momentos determinados del análisis de la estructura. Dicho análisis debe tomar en cuenta la influencia de las cargas axiales y del momento de inercia variable en la rigidez del elemento, y en los momentos de empotramiento, efecto de las deformaciones sobre momentos y fuerzas, y los efectos de la duración de las cargas.

**10.10.2-** En vez de usar el procedimiento estipulado en la sección 10.10.1, los efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión se pueden evaluar de acuerdo con el procedimiento aproximado que se presenta en la sección 10.11.

**10.10.3-** No es necesario aplicar las exigencias detalladas en la sección 10.11 si los efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión se evalúan de acuerdo con la sección 10.10.1.

**C10.10.1-** En la edición de 1971 de la norma ACI se fomentaba el uso de los análisis de segundo orden de marcos o análisis PA, los cuales incluían los efectos de las deformaciones por empujes laterales sobre los momentos y cargas axiales en un marco. Desde la publicación del ACI 318-71, este tema ha sido extensamente estudiado, y hoy resulta factible para el proyectista utilizar un análisis de segundo orden para el diseño de edificios de hormigón armado. En términos generales, los momentos de un análisis de segundo orden constituyen una mejor aproximación a los momentos reales que los descritos en la sección 10.11. Para marcos con empujes laterales o ligeramente arriostrados resulta más económico utilizar los análisis de segundo orden. En las referencias 10.25, 10.26, y 10.27 se describen los procedimientos para llevar a cabo los análisis de segundo orden.

Los siguientes se consideran como los requisitos mínimos para un análisis adecuado del marco para el diseño de elementos en compresión conforme a la sección 10.10.1:

(a) Deben utilizarse relaciones reales momento-curvatura o momento-giro en el extremo, para obtener valores precisos de las deformaciones y los momentos secundarios. Puesto que se considera que el diseño de columnas y las consideraciones de estabilidad son en el estado límite último, las rigideces utilizadas en un análisis elástico deben ser representativas de este estado. En lugar de valores más precisos es suficiente con tomar  $EI$  como  $E_c I_g (0.2 + 1.2 \rho_t E_s / E_c)$  al calcular las rigideces de la columna, y  $E_c I_g$  cuando se calculan las rigideces de las vigas.

(b) Se debe tomar en cuenta el efecto de las rotaciones de la fundación sobre las deformaciones laterales.

(c) Es necesario tomar en consideración el efecto de las cargas axiales en la rigidez y en los factores de capacidad de carga para columnas muy esbeltas ( $\ell_u / r > 45$ ).

(d) Los efectos de la fluencia lenta deben tomarse en consideración en marcos sujetos a cargas laterales sostenidas, como es el caso de edificios que resisten una reacción horizontal de un arco, o de fuerzas horizontales desbalanceadas por el empuje del terreno y en aquellos marcos en los cuales las cargas muertas desbalanceadas originan el acortamiento diferencial de los lados de un edificio, cuyo resultado son las deformaciones laterales.

(e) Los momentos máximos en los elementos en compresión deben determinarse considerando los efectos de las deformaciones laterales del marco y de las deformaciones del elemento mismo en compresión.

El uso de un análisis de segundo orden debe incluir los efectos de las deformaciones del marco. En términos generales, dicho análisis proporciona sólo los momentos en los extremos de las columnas. En las columnas esbeltas, el momento

máximo puede presentarse entre los extremos de la columna. La posibilidad de que esto ocurra aumenta conforme la forma de deformación de la columna se aproxima a la flexión por curvatura simple. Se puede utilizar el siguiente procedimiento con objeto de evitar la necesidad de verificar esta condición de momento para cada columna. Si la relación de los momentos de extremo de la columna cumple con lo siguiente:

$$\frac{M_1}{M_2} < 1.1 - \frac{P_u \ell_u^2}{3EI}$$

Los momentos máximos de la columna se presentan en un extremo de la misma y son los de un análisis de segundo orden. En caso contrario, es necesario calcular el momento amplificado utilizando la sección 10.11 con  $k=1.0$  y  $C_m$  como lo da la ecuación 10.12. Si las cargas sostenidas, tal como las proporciona el párrafo (d) de dicha sección no se han incluido en el análisis de segundo orden, en la ecuación (10-10)  $\beta_d$  debe considerarse igual a cero<sup>10.27</sup>.

## 10.11-Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

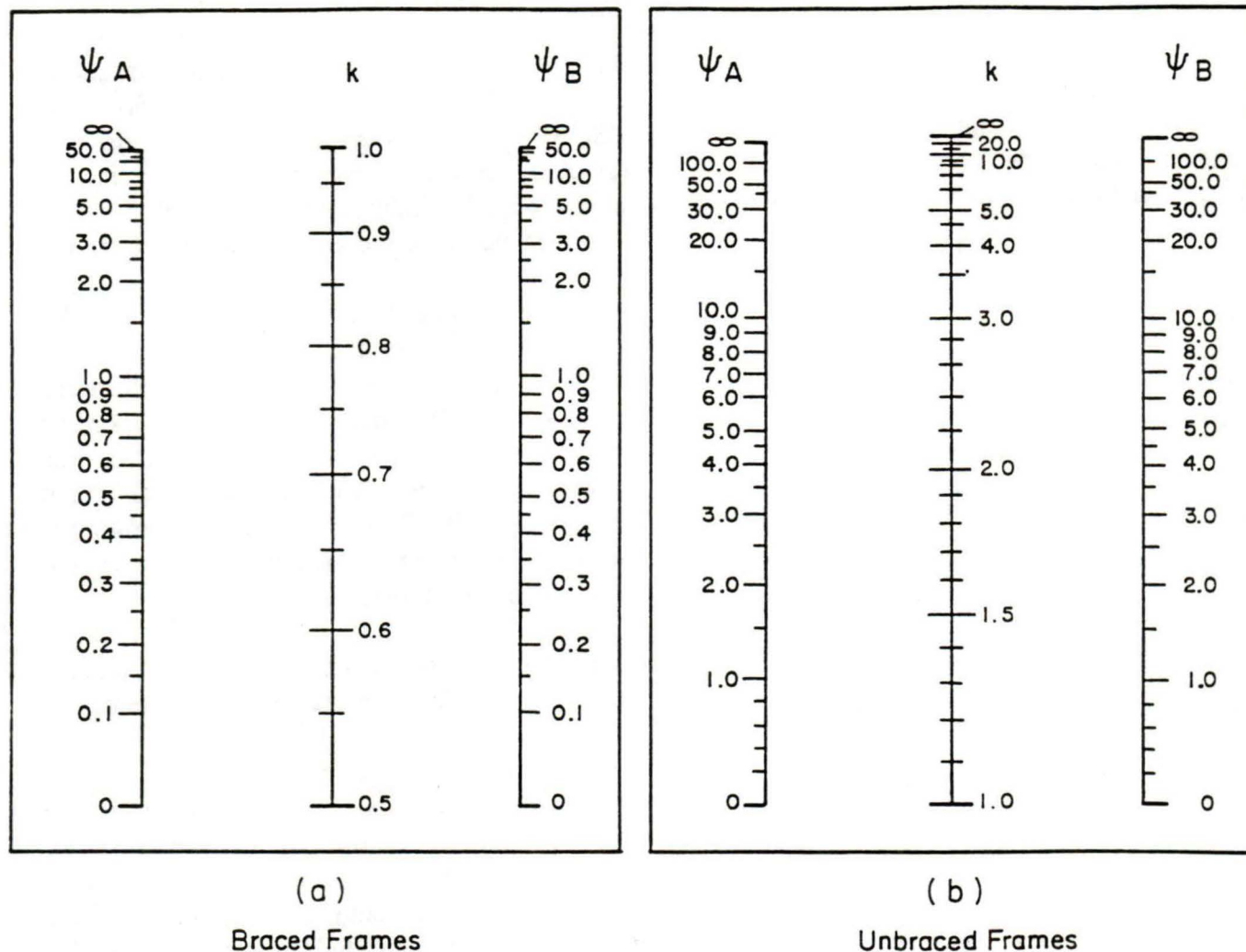
### 10.11.1- Longitud sin apoyo lateral de elementos sometidos a compresión.

10.11.1.1- La longitud sin apoyo lateral,  $\ell_u$ , de un elemento sometido a compresión debe tomarse como la distancia libre entre losas de entrepisos, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar un apoyo lateral para el elemento sometido a compresión.

10.11.1.2- Cuando existan cartelas o capiteles de columnas, la longitud libre sin apoyo lateral debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

## C10.11-Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

Esta sección describe un procedimiento aproximado para diseñar por efecto de esbeltez con base en el concepto de la amplificación de momentos. Los momentos calculados por medio de un análisis común de marcos se multiplican por un "amplificador de momento", que es función de la carga axial mayorada  $P_u$  y de la carga crítica de pandeo  $P_c$  de la columna. El procedimiento de diseño incorpora algunas disposiciones de diseño similares al procedimiento por esfuerzos admisibles para vigas y columnas de acero, incluidas en las especificaciones AISC para acero estructural en edificios.<sup>10.23</sup>



$\psi$  = Ratio of  $\sum(EI/l_c)$  of compression members to  $\sum(EI/l)$  of flexural members in a plane at one end of a compression member

$k$  = Effective length factor

Fig. 10.11.2. Factores de longitud efectiva.

### 10.11.2- Longitud efectiva de elementos sometidos a compresión

10.11.2.1- Para elementos sometidos a compresión, arriostrados para evitar desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva  $k$  debe tomarse como 1.0, a menos que

### C10.11.2- Longitud efectiva de elementos sujetos a compresión

La norma requiere del uso de los factores de longitud efectiva en el cálculo de los efectos de esbeltez. Las ecuaciones fundamentales para el diseño de elementos esbeltos en compresión

el análisis demuestre que se puede usar un valor menor.

10.11.2.2- Para elementos sometidos a compresión, no arriostrados para evitar desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva  $k$  debe determinarse considerando debidamente el efecto del agrietamiento y de la armadura en la rigidez relativa, y debe ser mayor de 1.0.

fueron deducidas para extremos articulados, y deben modificarse para responder por el efecto de los extremos empotrados. Esto se logra utilizando una "longitud efectiva"  $k\ell_u$ , en el cálculo de los efectos de esbeltez, como se utiliza en el diseño de columnas y vigas en las especificaciones AISC.<sup>10.23</sup> Las comparaciones realizadas con resultados más precisos obtenidos por medios computacionales indican que este procedimiento es especialmente exacto en marcos sin arriostrar.

La principal ayuda de diseño disponible para los proyectistas para estimar el factor de longitud efectivo  $k$  son los ábacos de Jackson y Moreland (figura 10.11.2) que permiten determinar gráficamente  $k$  para una columna de sección transversal constante en un marco de varias naves.<sup>10.29, 10.30</sup> El uso de estos nomogramas para calcular la longitud efectiva es recomendado por el Comité ACI 441.

Como el comportamiento de los marcos arriostrados y sin arriostrar es tan diferente, es necesario tener un conjunto de factores de longitud efectiva para marcos completamente arriostrados y otra para marcos totalmente sin arriostrar. En una estructura real, sin embargo, rara vez existe un marco completamente arriostrado o totalmente sin arriostrar. Para efectos de la aplicación de las secciones 10.11.2.1 y 10.11.2.2, un elemento en compresión arriostrado lateralmente es un elemento en determinado nivel en el que los desplazamientos horizontales no afectan de manera significativa los momentos de la estructura. Cuando el índice de estabilidad para un entrepiso:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_u}{H_u h_s}$$

no es mayor que 0.04 y los momentos  $P\Delta$  no exceden del 5% de los momentos de primer orden, se puede decir que la estructura está arriostrada,  $H_u$  es la fuerza lateral mayorada total que actúa dentro del entrepiso y  $\Delta_u$  es la deformación lateral de primer orden calculada

elásticamente, debida a  $H_u$  (sin considerar los efectos de  $P\Delta$ ) en la parte superior del entrepiso en relación con la parte inferior del mismo. En muchos casos resulta posible afirmar si un entrepiso está arriostrado o no por medio de la inspección. Hoy en día se están desarrollando procedimientos para evaluar la rigidez de los marcos para aplicarlos en especial a estructuras sujetas a cargas sísmicas. Para el diseño de estructuras en zonas de alta sismicidad, dichos procedimientos deben tomarse en consideración conforme se pueda disponer de ellos.

Como alternativa se puede utilizar un segundo procedimiento más aproximado con objeto de determinar si un entrepiso está arriostrado o no. Se puede suponer que un elemento en compresión está arriostrado si se encuentra situado en un entrepiso, en el cual los elementos de arriostramiento (muros de corte, enrejados de corte o cualquier otro tipo de arriostramiento lateral) tienen una rigidez total, que resiste los movimientos laterales del piso, cuando menos 6 veces la suma de las rigideces de todas las columnas dentro de dicho entrepiso. Con esta cantidad de rigidez lateral, las deformaciones laterales del entrepiso no son lo suficientemente grandes como para afectar de manera significativa la resistencia de la columna. Lo que constituye un adecuado arriostramiento, en un caso dado, debe dejarse al juicio del ingeniero. Un valor de  $k$  menor que 1.2 para columnas no arriostradas contra movimientos laterales por lo general no resulta realista.

La longitud efectiva es una función de la rigidez relativa en cada extremo del elemento sujeto a compresión, y las investigaciones han indicado que los efectos de la amplia variación en los porcentajes armadura de para vigas y columnas, al igual que el agrietamiento de las vigas, debe tomarse en consideración al determinar las rigideces relativas de extremo. Para determinar el factor de longitud efectiva  $k$  por medio de la fig. 10.11.2, se puede calcular la rigidez de los elementos sujetos a flexión con base en el momento de inercia de la sección transformada agrietada y en la rigidez de los elementos sujetos a

compresión con base en EI de la ecuación (10-10) con  $\beta_d = 0$ .<sup>10.31</sup>

Alternativamente, si se usa un valor de  $0.5I_g$  para elementos sujetos a flexión (para tomar en cuenta la rigidez relativa) y de  $I_g$  para elementos sujetos a compresión cuando se calcule  $\Psi$ , por lo general se tendrá como resultado elementos de tamaño razonable para columnas con  $k\ell_u/r$  menor de 60. Se pueden utilizar las siguientes ecuaciones simplificadas para el cálculo de los factores de longitud efectiva para elementos arriostrados y sin arriostrar. Las ecuaciones A, B y E se han tomado del "British Standard Code of Practice" de 1972.<sup>10.32, 10.33</sup>. Las ecuaciones C y D para elementos sin arriostrar se desarrollaron en la referencia 10.17.

Para elementos arriostrados sujetos a compresión, se puede tomar como límite superior para el factor de longitud efectiva la menor de las expresiones siguientes:

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (\text{A})$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1.0 \quad (\text{B})$$

donde  $\psi_A$  y  $\psi_B$  son los valores de  $\Psi$  en los extremos de la columna y  $\psi_{\min}$  es el menor de los dos valores.

Para elementos sin arriostrar sujetos a compresión, restringidos en ambos extremos, la longitud efectiva se puede tomar como:

Para  $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (\text{C})$$

Para  $\psi_m \geq 2$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (\text{D})$$



donde  $\Psi_m$  es el promedio de los valores en los dos extremos del elemento sujeto a compresión.

Para elementos sin arriostrar sujetos a compresión, con un extremo articulado, el factor de longitud efectiva se puede tomar como:

$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (E)$$

donde  $\Psi$  es el valor en el extremo empotrado. Se puede considerar que el uso de los ábacos de la figura 10.11.2 o de las ecuaciones de esta sección cumplen con los requisitos de la norma para justificar que  $k$  sea menor que 1.0

### 10.11.3- Radio de giro

El radio de giro  $r$  puede considerarse igual a 0.30 veces la dimensión total en la dirección en que se considere la estabilidad para elementos rectangulares sometidos a compresión, y 0.25 veces el diámetro para elementos circulares sujetos a compresión. Para otras formas geométricas de la sección,  $r$  se puede calcular a partir de la sección total del hormigón.

### 10.11.4- Consideración de los efectos de esbeltez

10.11.4.1- Para elementos sometidos a compresión arriostrados para evitar el desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez pueden ignorarse cuando  $k \ell_u / r$  menor que  $34 - 12 M_{1b} / M_{2b}$ .

10.11.4.2- Para elementos sometidos a compresión no arriostrados para evitar el desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez pueden ignorarse cuando  $k \ell_u / r$  es menor que 22.

### C10.11.4- Consideración de los efectos de esbeltez

La sección 10.11.4 proporciona límites superiores e inferiores de la razón de esbeltez para utilizarse con el método aproximado de amplificación de momentos.

C10.11.4.1, C10.11.4.2- Los límites de la razón de esbeltez, por debajo de los cuales no se necesita considerar los efectos de esbeltez en el diseño, indican que muchos elementos en compresión muy cortos y suficientemente restringidos pueden desarrollar en esencia la resistencia total de su sección transversal. Los límites inferiores se determinan por medio del estudio de un amplio rango de columnas, y corresponden a longitudes para las que puede desarrollarse una resistencia en un elemento

esbelto de por lo menos el 95% de la resistencia de la sección transversal.

Mientras que la eliminación de las consideraciones de esbeltez para estos elementos pueden dar como resultado inexactitudes en las resistencias de hasta el 5%, la tarea del proyectista se simplifica de manera considerable, puesto que los estudios 10.22 de una serie de estructuras reales indican que se pueden omitir los efectos de esbeltez en un 90% de las columnas en los marcos arriostrados y en un 40% de las columnas en los marcos sin arriostramiento que fueron estudiados.

En la mayoría de los marcos arriostrados resulta suficientemente preciso evaluar el límite de esbeltez de la sección 10.11.4.1 utilizando los valores estimados del factor de longitud efectiva  $k$ . Para columnas articuladas en ambos extremos, debe utilizarse un valor de  $k=1.0$ .

Para columnas robustas restringidas por losas planas de entrepiso,  $k$  varía desde 0.95 hasta 1.0, y de manera conservadora puede suponerse como 1.0 para una evaluación de esbeltez preliminar. Para columnas en marcos de viga-columna,  $k$  varía desde 0.75 hasta 0.90 y de manera conservadora se puede suponer como 0.90. Si el cálculo inicial de la razón de esbeltez, basado en valores estimados de  $k$ , indica que los efectos de esbeltez se deben considerar en el diseño, debe calcularse un valor más preciso de  $k$  y volver a evaluar la esbeltez.

**10.11.4.3-** Para todos los elementos sometidos a compresión cuyo valor de  $k\ell_u/r$  es mayor que 100, debe hacerse un análisis como el que se define en la sección 10.10.1.

**C10.11.4.3-** Se ha impuesto un límite superior en la razón de esbeltez de las columnas diseñadas por el método de amplificación de momentos de la sección 10.11. No se impone un límite semejante si el diseño se hace conforme a la sección 10.10.1. El límite de  $k\ell_u/r = 100$  representa el rango superior de las pruebas reales de elementos sujetos a compresión en marcos.

### 10.11.5- Amplificación de momentos

10.11.5.1- Los elementos sometidos a compresión deben diseñarse utilizando la carga axial mayorada  $P_u$  obtenida por medio de un análisis convencional de marco, y un momento mayorado  $M_c$ , definido por

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (10-6)$$

donde

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (10-7)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1.0 \quad (10-8)$$

y

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell_u)^2} \quad (10-9)$$

$\sum P_u$  y  $\sum P_c$  son las sumatorias para todas las columnas en un entrepiso. Para marcos no arriostrados para evitar desplazamiento lateral, tanto  $\delta_b$  como  $\delta_s$  deben calcularse. Para marcos arriostrados para evitar desplazamiento lateral,  $\delta_s$  deberá tomarse igual a 1.0. Al calcular  $P_c$ ,  $k$  debe calcularse de acuerdo con la sección 10.11.2.1 para  $\delta_b$  y de acuerdo con la sección 10.11.2.2 para  $\delta_s$ .

### C10.11.5- Amplificación de momentos

C10.11.5.1- Esta sección presenta las ecuaciones aproximadas para el diseño de columnas esbeltas. Las ecuaciones se basan en el concepto de un factor de incremento del momento  $\delta$ , el cual amplifica los momentos de las columnas para tomar en cuenta el efecto de la carga axial sobre estos momentos. La sección transversal de la columna entonces se diseña para la carga axial y el momento amplificado.  $\delta$  es una función de la razón entre la carga axial en la columna y la carga crítica estimada de la columna, de la razón entre los momentos en los extremos de la columna y de la elástica de las columnas.

Cuando la ecuación (10-6) de la norma se emplea en el diseño de un marco resistente a momento, que está efectivamente arriostrado para evitar desplazamiento lateral mediante muros de corte o marcos arriostrados diagonalmente, el segundo término de la ecuación se convierte en cero puesto que el desplazamiento lateral del marco es pequeño bajo cargas laterales. Cuando el muro de corte o el arriostramiento diagonal son altos y esbeltos o flexibles, el segundo término de la ecuación (10-6) debe tomarse en consideración ya que el marco resistente a momento puede no estar arriostrado efectivamente por el muro de corte o el arriostramiento diagonal. El juicio del diseñador, combinado con análisis apropiados, son elementos esenciales para determinar la efectividad de dicho "arriostramiento".

Para marcos resistentes a momento, que no están arriostrados por otros elementos, deben evaluarse ambos términos de la ecuación (10-6). El momento  $M_{2b}$  es el momento resultante de cargas de gravedad, en tanto que  $M_{2s}$  es el momento resultante de cargas laterales. En ambos casos estos momentos se calculan haciendo un análisis común (de primer orden) del marco. La rigidez del elemento empleada en el análisis debe dar margen, al menos aproximadamente, al agrietamiento de elementos en flexión.

Dado que el procedimiento de amplificación del momento de la sección 10.11 es aproximado, debe emplearse algo de criterio de la ecuación (10-6). La aplicación de cargas de gravedad a un marco no arriostrado, en un patrón asimétrico, o a un marco asimétricamente arriostrado da como resultado un desplazamiento lateral del marco. A menos que esta deformación lateral debida a carga vertical sea apreciable ( $\Delta/\ell_u > 1/1500$ ), el efecto menor de este componente de desplazamiento lateral puede ignorarse, y los momentos correspondientes pueden considerarse como momentos sin desplazamiento lateral y deben amplificarse por el amplificado para marco arriostrado. La definición de  $M_{2b}$  y  $M_{2s}$  contiene la terminología "desplazamiento lateral apreciable". Para emplearse en esta técnica aproximada, una razón de deformación  $\Delta > \ell_u/1500$  es un límite superior razonable, sobre el cual las deformaciones por desplazamiento lateral se vuelven "apreciables". Al calcular  $\Delta$  para este fin, sólo deben utilizarse las cargas no laterales.

La ecuación (10-6) es nueva en la edición 1983 de la norma. La sección 10.11 del código de 1977 contenía disposiciones similares para el cálculo aproximado de los momentos adicionales de columna secundarios o  $P\Delta$ , debidos a efectos de esbeltez. Se estableció una distinción entre los cálculos del factor amplificador ( $\delta$ ) para marcos arriostrados y no arriostrados, pero no se estableció distinción alguna con respecto al momento que debía amplificarse.

En la norma de 1977, en el diseño de elementos en compresión se usó la carga axial mayorada  $P_u$  del análisis común del marco, y un momento mayorado amplificado  $M_c$  definido por:

$$M_c = \delta M_2 \quad (R10-1)$$

$M_2$  era el mayor momento de extremo mayorado en el elemento en compresión, calculado mediante un análisis elástico común de marco. Esta definición implicaba en gran medida que en

marcos no arriostrados,  $M_2$  era la suma de los momentos debidos a cargas de gravedad (que generalmente no producirían desplazamiento lateral de importancia) y los momentos debidos a cargas laterales (que producirían desplazamiento lateral).

Las ecuaciones (10-7) y (10-8) proporcionan métodos diferentes para calcular  $\delta$  para casos de marcos arriostrados y no arriostrados. Para marcos arriostrados, el factor amplificador  $\delta$  considera factores de longitud efectiva de 1.0 ó menos, en tanto que los casos no arriostrados, son mayores de 1.0. Los factores  $C_m$  para marcos arriostrados pueden variar de 0.4 a 1.0, en tanto que para marcos no arriostrados se emplea 1.0. Así, las cargas críticas  $P_c$  son más elevada, y los factores de amplificación son menores para los casos de marcos arriostrados. Para marcos no arriostrados, la sección 10.11.6 del código de 1977 requería que se calcularan dos valores de  $\delta$  y que se usara el valor mayor. Para verificar los efectos de la estabilidad del entrepiso, el valor no arriostrado de  $\delta$  se calculaba como un valor promedio para todo el entrepiso basado en el empleo de  $\sum P / \sum P_c$ . Esto refleja la interacción de todas las columnas en el entrepiso de los efectos  $P\Delta$ , puesto que la deformación lateral de todas las columnas en el entrepiso debe ser igual en ausencia de torsión. Además, ya que era posible que una columna individual particularmente esbelta en un marco no arriostrado pudiera tener deformaciones sustanciales en su altura media, aun cuando estuviera adecuadamente contraventeada contra deformaciones laterales en los extremos por las otras columnas en el entrepiso, la norma de 1977 exigía que cada columna individual se verificara también, utilizando el valor de amplificación del marco arriostrado. El texto específico del código implicaba que se calcularan dos valores de  $\delta$ , que se seleccionara el mayor y que se aplicara al valor de  $M_2$ .

Un problema fundamental que tenía el código de 1977 era que empleaba un solo símbolo  $\delta$ , sin

subíndice, para dos casos muy diferentes: el amplificador sin desplazamiento lateral o arriostrado ( $\delta_b$ ) y el amplificador con desplazamiento lateral o no arriostrado ( $\delta_s$ ). Estos símbolos nuevos se introdujeron en el código de 1983 para distinguir claramente entre los dos casos. Un problema adicional era que la norma de 1977 empleaba un solo símbolo  $M_2$  para el momento que debía amplificarse, y lo definía de una manera que implicaba que  $M_2$  era la suma de los momentos mayorados debidos a cargas que no causaban deformaciones laterales y los momentos debidos a cargas que sí causan dichos desplazamientos.

La teoría de estabilidad básica indica que los momentos que producen desplazamiento lateral deben ser amplificados por un amplificador de desplazamiento lateral ( $\delta_s$ ) y que los momentos que no producen desplazamiento lateral deben ser amplificados por un amplificador arriostrado ( $\delta_b$ ). Además, debe tenerse presente que los momentos amplificados máximos, producidos por  $\delta_b$ , ocurren en ubicaciones diferentes, es decir, en alguna parte a lo largo de la longitud de la columna, pero no necesariamente en el extremo de la columna. Las mediciones realizadas en ensayos de marcos apoyan claramente la diferencia que existe entre momentos producidos con desplazamiento lateral y sin desplazamiento lateral, el cálculos de momentos máximos de diseño para los casos de cargas laterales más cargas de gravedad. Los resultados indican que:

$$M_c = M_g + \delta_s M_s \quad (\text{R10-2})$$

donde  $M_g$  y  $M_s$  son los momentos debidos a carga de gravedad y a carga lateral, respectivamente, que deben emplearse en vez de la interpretación usual.

$$M_c = \delta M_2 = \delta (M_g + M_s) \quad (\text{R10-3})$$

Los resultados de los ensayos demostraron que la ecuación (R10-3) es extremadamente conservadora cuando se compara con la ecuación

(R10-2). Toda la evidencia de apoyo de los ensayos de marcos y de los análisis teóricos indicaron que la amplificación del desplazamiento lateral del momento debido a gravedad por el amplificador de desplazamiento lateral es injustificable.<sup>10.34</sup>

Cuando los momentos gravitacionales son significativamente mayores que los momentos de carga lateral y  $\delta_b$  es grande, el momento máximo por gravedad más el caso de carga lateral teóricamente puede ocurrir en alguna región de la altura media de la columna. La ubicación específica es desconocida y puede hacerse una aproximación conservadora reconociendo que, en tanto  $\delta_b M_g$  y  $\delta_s M_s$  no ocurran en la misma ubicación, el momento real no puede exceder de su suma. Por lo tanto, el código emplea una aproximación conservadora del momento mayorado para diseño, como:

$$M_c = \delta_b M_g + \delta_s M_s \quad (R10-4)$$

La ecuación (R10-4) tiene dos ventajas sobre la ecuación (R10-1). Casi siempre reduce los momentos de diseño desde los niveles extremadamente conservadores de las normas de 1971 y 1977, e indica más claramente la aplicación de los dos factores de amplificación que se requiere calcular para marcos no arriostrados según la sección 10.11.6.3 del código de 1971.

Cuando las deformaciones de carga lateral comprenden un desplazamiento torsional significativo, la amplificación del momento en las columnas más alejadas del centro de torsión pueden subestimarse por el procedimiento de amplificación del momento. En estos casos se recomienda un análisis de segundo orden.

En el caso de elementos en compresión que están sujetos a carga transversal entre sus apoyos, es posible que el momento máximo se presente en una sección lejana del extremo del elemento. Si esto ocurre, debe utilizarse el valor del mayor momento calculado que ocurra en cualquier punto

10.11.5.2- En vez de efectuar un cálculo más preciso, el producto  $EI$  en la Ecuación (10-9) puede considerarse como

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sc}}{1 + \beta_d} \quad (10-10)$$

o, conservadoramente,

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

a lo largo del elemento debe usarse para calcular el valor de  $M_{2b}$  en la ecuación (10-6). De acuerdo con la última frase de la sección 10.11.5.4,  $C_m$  debe tomarse como 1.0 para este caso.

C10.11.5.2- Para definir la carga crítica, el problema principal es escoger un parámetro de rigidez.  $EI$  que aproxime razonablemente la variación de rigidez debida al agrietamiento, a la fluencia lenta y a la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del hormigón. El subcomité de diseño del Comité 441<sup>10.22</sup> recomendó que cuando no se dispusiera de valores más precisos,  $EI$  debía definirse mediante las ecuaciones (10-10) y (10-11). Estas expresiones se aproximan al límite inferior de  $EI$  para secciones transversales prácticas, y por consiguiente, son conservadoras para el cálculo de momentos secundarios. Se dedujeron para valores de  $e/h$  pequeños y valores de  $P_n/P_o$  altos, donde el efecto de la carga axial es más pronunciado.  $P_o$  es la resistencia nominal a la carga axial con una excentricidad cero y  $P_n$  es la resistencia nominal a la carga axial con una excentricidad dada.

En la figura 10.11.5 se muestra la naturaleza aproximada de las expresiones  $EI$  donde se comparan con valores obtenidos de los diagramas carga-momento-curvatura para el caso de carga no sostenida ( $\beta_d = 0$ ). La ecuación (10-10) representa el límite inferior del rango práctico de valores de rigidez. Esto es específicamente cierto para columnas muy armadas. La ecuación (10-11) es más sencilla de aplicar pero subestima de manera importante el efecto de la armadura en las columnas muy armadas. Sin embargo, en muchos casos, cuando los porcentajes de la armadura son bajos, o los efectos de esbeltez no son muy importantes, puede ser útil su relativa sencillez.



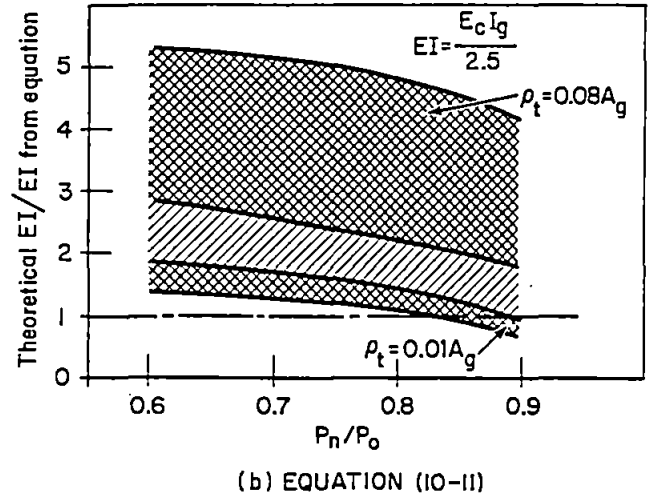
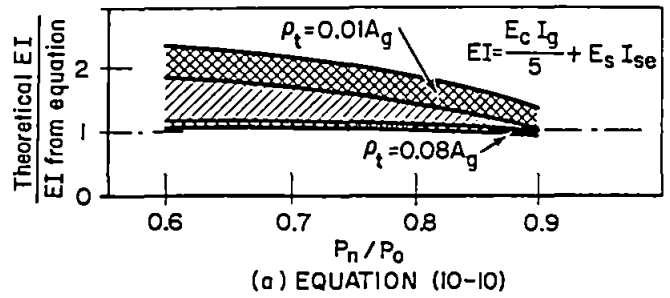


Fig. 10.11.5 Comparación de ecuaciones para obtener EI con valores EI obtenidos de los diagramas momento-curvatura.

La fluencia lenta debida a cargas sostenidas reduce la carga crítica de una columna. En marcos arriostrados, o en casos de carga que involucran carga gravitacional sin desplazamiento lateral, los efectos de la fluencia lenta se incrementan por la razón entre la carga permanente mayorada y la sobrecarga mayorada. Aquí sólo se suponen cargas debidas a la gravedad. Si un marco sin arriostramiento está sujeto a una carga lateral sostenida o un esfuerzo de corte debido a una carga asimétrica gravitatoria o a la geometría del marco, las deformaciones por desplazamiento lateral en cualquier piso también se incrementarán con el tiempo.

En ambos casos, la carga crítica de una columna será reducida y los valores de los factores de

amplificación de momento  $\delta_b$  y  $\delta_s$  serán incrementados debido a los efectos del tiempo (fluencia lenta). Esta reducción en la carga crítica debido a tales efectos de fluencia lenta se toman en cuenta reduciendo la rigidez por flexión de la sección o de la columna por la relación  $1/(1 + \beta_d)$ .

Las deformaciones laterales debidas a cargas de corta duración, por ejemplo vientos o sismos, son una función de la rigidez de corto plazo de una columna que sigue a un período de carga sostenida. Este valor de la rigidez de corto plazo se basa en la respuesta instantánea de una columna y es mayor que la rigidez de la columna [Ecuación (10-10) con  $\beta_d = 0$ ] usado en el cálculo de  $P_c$ . Con el ánimo de simplificar el cálculo, se ha retenido el valor de  $EI$  de la ecuación (10.10) con  $\beta_d = 0$  para el factor de amplificación de momento para desplazamiento lateral  $\delta_s$  en la ecuación (10-8) en ausencia de efectos por cargas laterales sostenidas. En los raros casos en que la carga lateral es sostenida, debe usarse el valor apropiado de  $\beta_d$  tal como se define para cargas laterales en los cálculos de  $P_c$ .

Ambos términos el del acero y del hormigón, en la ecuación (10-10) se dividen por el factor  $(1 + \beta_d)$ . Los valores  $EI$  de la ecuación (10-10) se basan en ambos términos.

Obsérvese que la norma establece que el valor  $EI$  en la ecuación (10-9) puede tomarse como el valor obtenido con las ecuaciones (10-10) ó (10-11) en lugar de hacer cálculos más precisos. A este respecto, la norma se refiere a un valor más exacto de  $EI$ , obtenido a partir de las relaciones momento curvatura, basadas en la integración de diagramas no lineales esfuerzo-deformación aceptables para hormigón en flexión. Puede utilizarse cualquier función esfuerzo-deformación que concuerde con los datos de ensayos (véase el código, sección 10.2.6). También pueden utilizarse valores más precisos de  $EI$  para diseñar columnas o muros según las disposiciones establecidas en el capítulo 10.

10.11.5.3- En la ecuación (10-7), para elementos arriostrados para evitar desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre los apoyos,  $C_m$  se puede considerar como

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (10-12)$$

pero no menor de 0.4.

Para los demás casos,  $C_m$  debe tomarse como 1.0

10.11.5.4- Cuando los cálculos muestren que no existe momento en ambos extremos de un elemento arriostrado sometido a compresión, o que las excentricidades calculadas de los extremos son menores que  $(15 + 0.03h)$  en mm,  $M_{2b}$  en la ecuación (10-6) debe estar basado en una excentricidad mínima de  $(15 + 0.03h)$  en mm alrededor de cada eje principal separadamente. La razón  $M_{1b}/M_{2b}$  de la ecuación (10-12) se debe determinar de la siguiente manera:

(a) Cuando las excentricidades calculadas los extremos sean menores de  $(15 + 0.03h)$  en mm, se deben utilizar los momentos calculados de los extremos para evaluar  $M_{1b}/M_{2b}$  en la ecuación (10-12).

(b) Si los cálculos muestran que esencialmente no existe momento en ninguno de los extremos de un elemento sometido a compresión, la relación  $M_{1b}/M_{2b}$  debe ser igual a uno.

Los valores de  $EI$  dados en la sección 10.11.5.2 se usan sólo para el cálculo de la resistencia. Para los desplazamientos laterales relativos bajo cargas de servicio, los valores de rigidez de los elementos son mayores que los dados en la sección 10.11.5.2.

C10.11.5.3- En el cálculo de  $\delta_b$  el factor  $C_m$  es un factor de corrección del momento equivalente. La deducción del amplificador de momento supone que el máximo momento ocurre cerca o a la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo aplicado ocurre en un extremo de la columna, el diseño debe basarse en un "momento uniforme equivalente",  $C_m M_{2b}$  que debe tender al mismo momento máximo cuando se amplifica.<sup>10.22</sup>

C10.11.5.4- En la presente norma se toma en cuenta la esbeltez, amplificando los momentos de extremo de las columnas. Si los momentos mayorados de las columnas son muy pequeños o iguales a cero, el diseño de las columnas esbeltas debe estar basado en la excentricidad mínima proporcionada en esta sección. No se pretende que la excentricidad mínima se aplique alrededor de los dos ejes en forma simultánea.

Los momentos mayorados en los extremos de las columnas se utilizan en la ecuación (10-12) para determinar la razón  $M_{1b}/M_{2b}$  en la columna cuando el diseño se debe basar en la excentricidad mínima. Esto elimina lo que podría de otro modo significar una discontinuidad entre columnas con excentricidades menores que la excentricidad mínima, y columnas con excentricidades calculadas iguales o mayores que la mínima.

Si los cálculos muestran que no existe momento en ambos extremos de una columna debido a la mayor flexibilidad relativa de los elementos de sujeción en los extremos de las columnas, la razón  $M_{1b}/M_{2b}$  debe tomarse igual a 1.0.

**10.11.5.5-** Si los cálculos muestran que no hay momento en ambos extremos de un elemento en compresión no arriostrado para evitar desplazamiento lateral, o que las excentricidades son menores que  $(15 + 0.03h)$  en mm,  $M_{2s}$  en la ecuación (10-6) debe basarse en una excentricidad mínima de  $(15 + 0.03h)$  en mm, alrededor de cada eje principal por separado.

#### **10.11.6- Amplificación de momentos para elementos sometidos a flexión**

En marcos que no están arriostrados para evitar el desplazamiento lateral, los elementos sometidos a flexión deben diseñarse para el valor total de los momentos extremos amplificados de los elementos en compresión en la unión ó conexión.

#### **10.11.7- Amplificador de momentos $\delta$ para flexión biaxial**

Para elementos en compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, los momentos con respecto a cada eje deben multiplicarse por  $\delta$ , que debe ser calculado con las condiciones correspondientes de restricción respecto a dicho eje.

#### **C10.11.6-Amplificación de momentos para elementos sometidos a flexión**

La resistencia de marcos no arriostrados lateralmente está regida por la estabilidad de las columnas y por el grado de empotramiento en el extremo proporcionado por las vigas en el marco. Si se forman articulaciones plásticas en las vigas de empotramiento la estructura se aproxima a un mecanismo y su capacidad de carga axial se reduce drásticamente. La sección 10.11.6 dispone que el proyectista debe asegurarse de que los elementos de empotramiento a flexión tengan capacidad para resistir los momentos amplificados de la columna. La capacidad del método de amplificación de momento de dar una buena aproximación del momento amplificado real en los extremos del elemento en un marco no arriostrado es un adelanto significativo respecto al método del factor de reducción, prescrito en anteriores normas ACI para tomar en cuenta la esbeltez del elemento en el diseño.

#### **C10.11.7-Amplificador de momentos $\delta$ para flexión biaxial**

Cuando exista flexión biaxial en un elemento en compresión, deben aumentarse los momentos calculados respecto de cada eje principal. Los factores de amplificación  $\delta$  se calculan considerando la carga de pandeo  $P_c$  con respecto a cada eje por separado, con base en la longitud efectiva  $(k\ell_u)$  y la rigidez relativa  $(EI)$  asociada. La altura libre de la columna puede diferir en cada dirección, y también las razones entre rigidez  $\Sigma(EI/\ell_c)$  de la columnas y  $\Sigma(EI/\ell)$  de los elementos en flexión. Así, las diferentes capacidades

de pandeo respecto a los dos ejes se reflejan en distintos factores de amplificación.

Los momentos respecto a cada uno de los dos ejes se amplifican por separado dimensionado así la sección transversal. Las referencias 10.4, 10.6, y 10.7 dan guías a este respecto. Obsérvese que el momento  $M_2$  en la ecuación (10-6) se refiere al "mayor momento en el extremo" con respecto a la flexión alrededor de un eje. Por consiguiente, generalmente será necesario amplificar los momentos en ambos extremos de una columna sujeta a flexión biaxial e investigar ambas condiciones en ambos extremos.

### **10.12-Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas**

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de la sección 13.1, deben diseñarse como se dispone en el capítulo 10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del capítulo 13.

### **10.13-Transmisión de cargas de las columnas a través del sistema de entepiso**

Cuando la resistencia especificada a la compresión del hormigón en una columna es 1.4 veces mayor que la especificada para el sistema de entepiso, la transmisión de la carga a través del sistema de entepiso debe hacerse por medio de uno de los siguientes métodos.

### **C10.13-Transmisión de cargas de las columnas a través del sistema de entepiso**

Los requisitos de esta sección están basados en un artículo escrito acerca del efecto que produce la resistencia del hormigón del entepiso sobre la resistencia de la columna.<sup>10.35</sup> Las disposiciones significan que donde la resistencia del hormigón de la columna no exceda de la resistencia del hormigón del entepiso en más del 40%, no es necesario tomar precauciones especiales. Para resistencias más altas de los hormigones de las columnas deben utilizarse los métodos de las secciones 10.13.2 para columnas de esquina o de borde, y los métodos de las secciones 10.13.1, 10.13.2 ó 10.13.3 para columnas interiores con adecuada restricción por los cuatro lados.

**10.13.1-** Debe colocarse hormigón de resistencia igual a la especificada para la columna en el entrepiso en la ubicación de la columna. La superficie superior del hormigón de la columna debe extenderse 600 mm dentro de la losa a partir de la cara de la columna. El hormigón de la columna debe ser monolítico con el hormigón del piso y debe colocarse de acuerdo con las secciones 6.4.5 y 6.4.6.

**10.13.2-** La resistencia de una columna a través del sistema de entrepiso debe basarse en el valor más bajo de la resistencia del hormigón con barras de transmisión verticales y zunchos, según se requiera.

**10.13.3-** Para columnas apoyadas lateralmente por los cuatro lados en vigas de altura aproximadamente igual, o en losas, la resistencia de la columna se puede basar en una resistencia equivalente del hormigón en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del hormigón de la columna más el 35% de la resistencia del hormigón del entrepiso.

## **10.14-Elementos compuestos sometidos a compresión**

**10.14.1-** Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

**C10.13.1-** El uso del procedimiento de colocación del hormigón, descrito en la sección 10.13.1, requiere la colocación de dos hormigones diferentes en el sistema de entrepiso. El hormigón de resistencia más baja debe colocarse cuando el hormigón de mayor resistencia todavía este plástico y debe vibrarse en forma adecuada para asegurar que ambos hormigones se integren completamente. Esto requiere coordinación cuidadosa de las entregas de hormigón y el posible empleo de retardantes. En algunos casos pueden requerirse servicios adicionales de inspección cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el hormigón de mayor resistencia en el piso, en la región de la columna, se coloque antes de que el hormigón de baja resistencia sea colocado en el resto del piso para evitar que accidentalmente se coloque hormigón de baja resistencia en el área de la columna. Es responsabilidad del diseñador indicar en los planos donde deben colocarse los hormigones de baja y alta resistencia.

Con la norma de 1983, la cantidad de hormigón para columnas que deben colocarse dentro del piso se expresa sencillamente como una extensión de 600 mm, desde la cara de la columna. Puesto que la colocación del hormigón requerido debe hacerse en terreno, en la actualidad se expresa de manera directamente evidente para los trabajadores. Este nuevo requisito también localiza la interfase entre el hormigón de la columna y del entrepiso más alejado dentro del piso, lejos de las regiones de corte muy elevado.

## **C10.14-Elementos compuestos sometidos a compresión**

**C10.14.1-** Las columnas compuestas se definen sin hacer referencia a clasificaciones de columnas combinadas, compuestas o de tubos rellenos con hormigón. Se han omitido las referencias a otros metales empleados para refuerzo porque se utilizan poco con el hormigón en las construcciones.

**10.14.2-** La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse para la mismas condiciones límite aplicables a los elementos comunes de hormigón armado.

**10.14.3-** Cualquier carga axial asignada al hormigón de un elemento compuesto debe transmitirse al hormigón mediante elementos o ménsulas que se apoyen directamente en el hormigón del elemento compuesto.

**10.14.4-** Toda carga axial no asignada al hormigón de un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil de acero estructural, tubo o tubería.

**10.14.5-** Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_t}{(E_c A_g / 5) + E_s A_t}} \quad (10-13)$$

En vez de un cálculo más preciso, **EI** en la ecuación (10-9) puede tomarse ya sea como la ecuación (10-11) ó;

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s I_t \quad (10-14)$$

**C10.14.2-** Las mismas reglas que se emplean para calcular la resistencia a la interacción carga-momento para secciones de hormigón armado pueden aplicarse a secciones compuestas. Los diagramas de interacción para tubos rellenos con hormigón son idénticos a los del ACI SP-7<sup>10.36</sup> y del Desing Handbook, vol.,2 Columnas<sup>10.30</sup>, pero con  $\gamma$  ligeramente mayor que 1.0.

**C10.14.3 y C10.14.4-** El apoyo directo o la conexión directa para transferir las fuerzas entre el acero y el hormigón puede desarrollarse por medio de salientes, placas o barras de armadura soldadas a un perfil o tubo estructural antes del vaciado del hormigón. No es necesario considerar el esfuerzo de compresión por flexión como parte de la carga directa de compresión que debe desarrollarse por apoyo. Un revestimiento de hormigón alrededor de un perfil estructural podrá rigidizarlo, pero no necesariamente incrementará su resistencia.

**C10.14.5-** Se entrega la ecuación (10-13) porque las reglas de la sección 10.11.3 para estimar el radio de giro son demasiado conservadoras para tubos llenos con hormigón y no se aplican a elementos con perfiles estructurales incluidos.

En columnas de hormigón armado, sujetas a cargas sostenidas, la fluencia lenta transfiere parte de la carga del hormigón al acero, incrementando así los esfuerzos del acero. En el caso de columnas ligeramente armadas, esta transferencia de carga puede causar que el acero de compresión fluya prematuramente, dando como resultado una disminución del EI efectivo. Por consiguiente, los términos tanto del hormigón como del acero en la ecuación (10-10) se reducen para tomar en cuenta la fluencia lenta. Para columnas muy armadas o para columnas compuestas en las que la tubería o los perfiles estructurales constituyen un gran porcentaje de la sección transversal, la transferencia de carga debida a fluencia lenta no es significativa. En consecuencia la ecuación (10-14) se revisó en el suplemento de 1980 del código, de manera que sólo

#### 10.14.6- Núcleo de hormigón confinado en acero estructural

10.14.6.1- Para un elemento compuesto con el núcleo de hormigón confinado en acero, el espesor del perfil de acero no debe ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

ni que:

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } h$$

10.14.6.2- Las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de hormigón confinado pueden considerarse en el cálculo de  $A_t$  e  $I_t$ .

#### 10.14.7- Armadura en zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de hormigón armado con zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer lo siguiente:

10.14.7.1- La resistencia especificada a la compresión del hormigón  $f'_c$  no debe ser menor de 17 MPa.

10.14.7.2- La tensión de fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la tensión de fluencia especificada mínima para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa

10.14.7.3- La armadura en zuncho debe cumplir con lo especificado en la sección 10.9.3.

el EI del hormigón se reduce para efectos de carga sostenida.

#### C10.14.6-Núcleo de hormigón confinado en acero estructural

Las secciones de hormigón confinadas en acero deben tener un espesor en la pared metálica lo suficientemente grande para soportar el esfuerzo por fluencia longitudinal antes de pandearse hacia el exterior.

#### C10.14.7-Armadura en zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural

El hormigón confinado lateralmente por zunchos tiene una mayor capacidad de carga y el tamaño del zuncho requerido puede regularse sobre la base de la resistencia del hormigón fuera del zuncho mediante el mismo razonamiento que se aplica a columnas armadas sólo con barras longitudinales. La presión radial proporcionada por el zuncho asegura la interacción entre el hormigón, las barras de armadura y el núcleo de acero, de tal manera que las barras longitudinales rigidizan y aumentan la resistencia de la sección transversal.



**10.14.7.4-** Las barras longitudinales localizadas dentro del zuncho no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces el área neta del hormigón.

**10.14.7.5-** Las barras longitudinales localizadas dentro del zuncho se pueden considerar en el cálculo de  $A_t$  e  $I_t$ .

**10.14.8- Armadura de amarras alrededor de un núcleo de acero estructural**

Un elemento compuesto, hecho de hormigón confinado lateralmente con amarras alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con lo siguiente:

**10.14.8.1-** La resistencia especificada a la compresión del hormigón  $f_c$  no debe ser menor de 17 MPa.

**10.14.8.2-** La tensión de fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la tensión de fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

**10.14.8.3-** Las amarras transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

**10.14.8.4-** Las amarras transversales deben tener un diámetro no menor de 1/50 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a  $\phi$  10 y no se exige que sean mayores de  $\phi$  15. Puede emplearse malla de alambre electrosoldado de un área equivalente.

**10.14.8.5-** El espaciamiento vertical entre las amarras transversales no debe exceder de 1/2 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de las amarras, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

**C10.14.8-Armadura de amarras alrededor de un núcleo de acero estructural**

El hormigón confinado lateralmente por amarras es posible que tenga un espesor más delgado a lo largo de por lo menos una cara del núcleo de acero, y no debe suponerse que existe interacción completa entre el núcleo de acero, el hormigón y cualquier armadura longitudinal. El hormigón probablemente se separará de las caras lisas del núcleo de acero. Para mantener el recubrimiento de hormigón, es razonable requerir más amarras laterales de las necesarias para las columnas de hormigón armado comunes. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero y el hormigón a grandes deformaciones, las barras longitudinales no serán efectivas para rigidizar la sección transversal, aunque pueden ser útiles ante esfuerzos de compresión sostenidos. Finalmente, la tensión de fluencia del núcleo de acero debe limitarse a aquélla que existe para deformaciones menores de las que se puedan soportar sin desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Se ha supuesto que el hormigón en compresión axial no se desprende a deformaciones menores de 0.0018. Por lo tanto, la tensión de fluencia de  $0.0018 \times 200\ 000$ , ó 360 MPa, representa un límite superior para el esfuerzo máximo útil en el acero.

**10.14.8.6-** Las barras longitudinales colocadas dentro de las amarras no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta del hormigón.

**10.14.8.7-** Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a menos de 1/2 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

**10.14.8.8-** Las barras longitudinales colocadas dentro de las amarras se pueden considerar para calcular  $A_t$  para resistencia, pero no para calcular  $I_t$  para evaluar los efectos de esbeltez.

## 10.15-Resistencia al aplastamiento

**10.15.1-** La resistencia de diseño al aplastamiento del hormigón no debe ser mayor que  $\phi(0.85f'_cA_1)$ , excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados del área cargada, en cuyo caso, la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada podrá ser multiplicada por  $\sqrt{A_2/A_1}$ , pero no mayor que 2.

**10.15.2-** La sección 10.15 no es aplicable a anclajes de postesado.

## C10.15-Resistencia al aplastamiento

**C10.15.1.** Esta sección aborda la resistencia al aplastamiento en los apoyos de hormigón. El esfuerzo por aplastamiento permisible de  $0.85 f'_c$  está basado en los resultados de ensayos que se describen en la referencia 10.37 (véase también la sección 15.8).

Cuando el área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, el hormigón circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento. Esta sección no proporciona una altura mínima para un elemento de apoyo. La altura mínima de dicho apoyo debe quedar sujeta al control de los requisitos para corte de la sección 11.11.

Cuando la parte superior del apoyo este inclinada o escalonada se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que dicho elemento no se incline a un ángulo demasiado grande. La figura 10.15 ilustra la aplicación de la pirámide para encontrar  $A_2$ . La pirámide no debe confundirse con la trayectoria en la que se distribuye una carga que baja a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tendría lados más inclinados.

Sin embargo, la pirámide descrita tiene poca pendiente en las caras laterales planas, para asegurar que existe hormigón rodeando inmediatamente la zona de altos esfuerzos en la zona de aplastamiento.  $A_1$  constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la placa de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

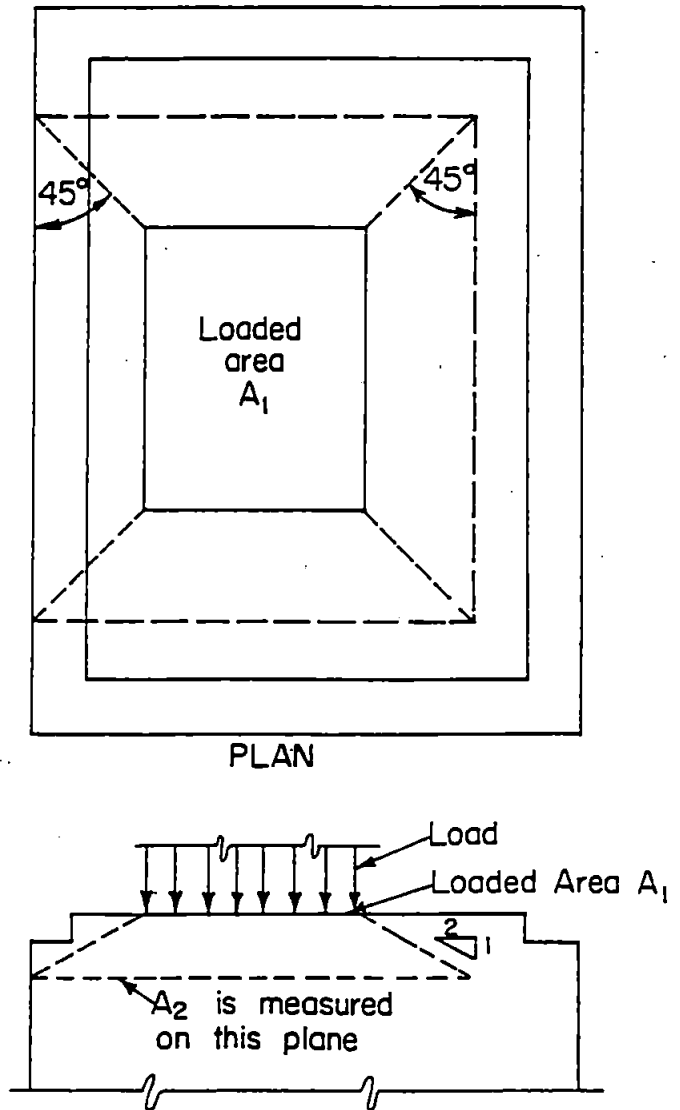


Fig. 10.15 Aplicación de la pirámide para determinar  $A_2$  en apoyos escalonados o inclinados.

C10.15.2- Los anclajes de postesado por lo general se refuerzan lateralmente, según se indica en la sección 18.13.

## CAPÍTULO 11 - CORTE Y TORSIÓN

Este capítulo incluye disposiciones para corte, tanto para elementos de hormigón pretensado como no pretensado. Las disposiciones de torsión se aplican únicamente a hormigón no pretensado. El concepto de corte por fricción (sección 11.7) se aplica particularmente al diseño de detalles de armadura en estructuras prefabricadas. Se incluyen disposiciones especiales para elementos de gran altura sometidos a flexión (sección 11.8), ménsulas y cartelas (sección 11.9), muros de corte (sección 11.10) y disposiciones de corte para losas y zapatas (sección 11.12).

### 11.0- Notación

- $a$  = luz de corte, distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo
- $A_c$  = área de la sección de hormigón que resiste la transmisión de corte,  $\text{mm}^2$
- $A_f$  = área del acero de armadura en una ménsula o cartela que resiste el momento mayorado  $[V_u a + N_{uc} (h-d)]$ ,  $\text{mm}^2$
- $A_g$  = área total de la sección,  $\text{mm}^2$
- $A_h$  = área de armadura por corte paralela a la armadura de tracción por flexión,  $\text{mm}^2$
- $A_\ell$  = área total de la armadura longitudinal para resistir la torsión,  $\text{mm}^2$
- $A_n$  = área de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción  $N_{uc}$ ,  $\text{mm}^2$
- $A_{ps}$  = área de armadura pretensada en la zona de tracción,  $\text{mm}^2$
- $A_s$  = área de la armadura no pretensada en tracción,  $\text{mm}^2$
- $A_t$  = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia  $s$ ,  $\text{mm}^2$
- $A_v$  = área de armadura por corte en una distancia  $s$ , o área de armadura por corte perpendicular a la armadura en tracción por flexión en una distancia  $s$  para

### C11.0- Notación

- elementos de gran altura sujetos a flexión,  $\text{mm}^2$
- $A_{vf}$  = área de armadura de por corte por fricción,  $\text{mm}^2$
- $A_{vh}$  = área de armadura por corte paralela a la armadura de tracción por flexión en una distancia  $s_2$ ,  $\text{mm}^2$
- $b$  = ancho del borde en compresión del elemento, mm
- $b_1$  = ancho de la sección crítica definida en 11.12.6.1 medida en la dirección de la luz para el cual han sido determinados los momentos, mm
- $b_2$  = ancho de la sección crítica definida en 11.12.6.1 medida en dirección perpendicular a  $b_1$ , mm
- $b_o$  = perímetro de la sección crítica para losas y zapatas, mm
- $b_t$  = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión
- $b_w$  = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm
- $c_1$  = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida en la dirección de la luz para el cual se determinan los momentos
- $c_2$  = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos
- $C_t$  = factor que relaciona las propiedades de esfuerzo corte y torsión
- $$= \frac{b_w d}{\sum x^2 y}$$
- $d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de a armadura longitudinal en tracción, pero que o necesita ser menor de  $0.80 h$  para elementos pretensados, mm. (Para secciones circulares,  $d$  no necesita ser menor que la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el

$b_w$  Los ensayos<sup>11.1</sup> han mostrado que el corte promedio sobre la sección efectiva total también puede aplicarse a las secciones circulares. Nótese la definición especial de  $d$  para tales secciones.

$d$   
Aunque el valor de  $d$  puede variar a lo largo del vano de una viga pretensada, los estudios 11.2 mostraron que para elementos de hormigón pretensado,  $d$  no necesita tomarse menor a  $0.8h$ . Las vigas consideradas tenían algunos cables rectos o barras de armadura en la parte inferior de la sección y tenían estribos que encerraban a esos cables.

centroide de la armadura en tracción en la mitad opuesta del elemento.)

- $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- $f_{ct}$  = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano, MPa
- $f_d$  = tensión debido a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción se producen por cargas aplicadas externamente, MPa
- $f_{pc}$  = tensión de compresión en el hormigón (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. (En un elemento compuesto,  $f_{pc}$  es la tensión de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente.)
- $f_{pe}$  = tensión de compresión en el hormigón debida únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de una sección en la cual las tensiones de tracción se han producido por la cargas aplicadas externamente, MPa
- $f_{pu}$  = resistencia especificada a la tracción de los cables de pretensado, MPa
- $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
- $h$  = altura total del elemento, mm

- $h_v$  = altura total de la sección transversal del conector de corte, mm
- $h_w$  = altura total de un muro medido desde la base hasta la parte superior, mm
- $I$  = momento de inercia de la sección que resiste las cargas mayoradas aplicadas externamente
- $\ell_n$  = Luz libre medida cara a cara de los apoyos
- $\ell_v$  = longitud del brazo del conector de corte desde el centroide de la carga concentrada o reacción, mm
- $\ell_w$  = longitud horizontal de un muro, mm
- $M_{cr}$  = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente. Véase la sección 11.4.2.1
- $M_m$  = momento modificado
- $M_{mx}$  = momento mayorado máximo en la sección debido a las cargas aplicadas externamente
- $M_p$  = momento plástico resistente requerido en la sección transversal del conector de corte
- $M_u$  = momento mayorado en la sección
- $M_v$  = momento resistente con que contribuye conector de corte
- $N_u$  = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con  $V_u$ ; debe tomarse como positiva para la compresión, negativa para la tracción y debe incluir los efectos de tracción debidos a la retracción y a la fluencia lenta del hormigón
- $N_{uc}$  = fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con  $V_u$  sobre una ménsula o cartela, se debe tomar como positiva para la tracción
- $s$  = separación de la armadura por torsión o corte medida en dirección paralela a la armadura longitudinal, mm
- $s_1$  = separación de la armadura vertical en un muro, mm
- $s_2$  = separación de la armadura por torsión o corte medida en dirección perpendicular a

- la armadura longitudinal - o espaciamiento de la armadura horizontal en un muro, mm
- $T_c$  = momento de torsión resistente nominal proporcionado por el hormigón
- $T_n$  = momento de torsión resistente nominal
- $T_s$  = momento de torsión resistente nominal proporcionado por la armadura de torsión. Véase la sección 11.6.9.1
- $T_u$  = momento de torsión mayorado en la sección
- $V_c$  = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón
- $V_{ci}$  = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce el agrietamiento diagonal como resultado de la combinación de corte y momento
- $V_{cw}$  = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce el agrietamiento diagonal como resultado de tensiones principales de tracción excesivas en el alma
- $V_d$  = esfuerzo de corte en la sección debido a la carga permanente no mayorada
- $V_i$  = esfuerzo de corte mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con  $M_{max}$
- $V_n$  = resistencia nominal al corte
- $V_p$  = componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en una sección
- $V_s$  = resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte
- $V_u$  = esfuerzo de corte mayorado en la sección
- $V_n$  = esfuerzo de corte nominal, MPa. Véase la sección 11.12.6.2
- $x$  = la menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal
- $x_1$  = la menor dimensión de un estribo rectangular cerrado medida de centro a centro
- $y$  = la mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal
- $y_1$  = la mayor dimensión de un estribo rectangular cerrado medida de centro a centro



- $y_t$  = distancia desde eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar la armadura
- $\alpha$  = ángulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento
- $\alpha_f$  = ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte
- $\alpha_s$  = constante usada para calcular  $V_c$  en losas
- $\alpha_t$  = coeficiente que es función de  $y_1/x_1$ . Véase la sección 11.6.9.1
- $\alpha_v$  = razón de rigidez entre el brazo del conector de corte y la sección de losa compuesta que lo rodea. Véase la sección 11.12.4.5
- $\beta_c$  = razón entre el lado largo y el lado corto del área de la carga concentrada o de la reacción
- $\beta_p$  = constante usada para calcular  $V_c$  en losas pretensadas
- $\gamma_f$  = fracción del momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna. Véase la sección 13.3.3.2
- $\gamma_v$  = fracción del momento no balanceado transmitido por excentricidad del corte en las conexiones losa-columna. Véase la sección 11.12.6.1
- $\quad = 1 - \gamma_f$
- $\eta$  = número de brazos idénticos del conector de corte
- $\lambda$  = factor de corrección relacionado con la densidad del hormigón
- $\mu$  = coeficiente de fricción. Véase la sección 11.7.4.3
- $\rho$  = cuantía de armadura no pretensada en tracción
- $\quad = A_s/bd$
- $\rho_h$  = cuantía de armadura horizontal de corte referida al área total de hormigón de una sección vertical
- $\rho_n$  = cuantía de armadura vertical de corte referida al área total de hormigón de una sección horizontal
- $\rho_w$  =  $A_s/b_w d$

$\sum x^2y$  = propiedades de la sección en torsión.  
Véase las secciones 11.6.1.1 y 11.6.1.2  
 $\phi$  = factor de reducción de resistencia.  
Véase la sección 9.3

## 11.1- Resistencia la corte

11.1.1- El diseño de secciones transversales sometidas a corte debe estar basado en

$$V_u \leq \phi V_n \quad (11-1)$$

donde  $V_u$  es el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al corte calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s \quad (11.2)$$

donde  $V_c$  es la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, de acuerdo con las secciones 11.3 u 11.4, y  $V_s$  es la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte de acuerdo con la sección 11.5.6.

11.1.1.1- Al determinar la resistencia al corte  $V_n$ , debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos.

11.1.1.2- Al determinar la resistencia al corte  $V_c$  y cuando sea aplicable, deben considerarse los efectos de la tracción axial debida a la fluencia lenta y retracción de los elementos restringidos, y pueden incluirse los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de altura variable.

11.1.2- Los valores de  $\sqrt{f'_c}$  usados en este capítulo no deben exceder 8.3 MPa excepto en lo permitido según la sección 11.1.2.1.

11.1.2.1- Pueden usarse valores  $\sqrt{f'_c}$  mayores que 8.3 MPa al calcular  $V_c$ ,  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  para vigas de hormigón armado o pretensado y losas

## C11.1- Resistencia al corte

La resistencia al corte se basa en una tensión de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva  $b_w d$ . En un elemento sin armadura por corte, se supone que el corte lo resiste el alma de hormigón. En un elemento con armadura por corte se supone que una porción del corte la proporciona el hormigón y el resto la armadura por corte.

La resistencia al corte proporcionada por el hormigón  $V_c$  se supone que es la misma para vigas con y sin armadura por corte, y se toma como el corte que provoca un agrietamiento inclinado significativo. Estas suposiciones se analizan en el informe del Comité ACI-ASCE-426<sup>11.1, 11.3</sup> y en la Referencia 11.2.

C11.1.1.1- Las aberturas en el alma de un elemento pueden reducir su resistencia al corte. Los efectos de las aberturas se examinan en la sección 4.7 de la Referencia 11.1 y en las Referencias 11.4 y 11.5.

C11.1.1.2- En un elemento de altura variable, el corte interno en cualquier sección aumenta o disminuye por la componente vertical de los esfuerzos inclinados de flexión. En diversos libros de texto y en el informe del Comité Conjunto de 1940<sup>11.6</sup> se describen los métodos de cálculo.

C11.1.2- Un número limitado de ensayos<sup>11.7, 11.8</sup> en vigas de hormigón de alta resistencia ( $f'_c$  mayor que aproximadamente 55 MPa) sugieren que la carga que causa agrietamiento inclinado se incrementa menos rápidamente de lo que podrían sugerir las ecuaciones (11-3) ó (11-6). Esto fue compensado por una mayor efectividad de los estribos comparada con la resistencia que

nervadas de hormigón con un refuerzo mínimo del alma igual a  $f'_c / 35$  veces, pero no más de tres veces las cantidades requeridas en las secciones 11.5.5.3, 11.5.5.4 ó 11.5.5.5.

**11.1.3-** El esfuerzo de corte mayorado máximo  $V_u$  en los apoyos puede calcularse de acuerdo con las secciones 11.1.3.1 o la 11.1.3.2 cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- (a) la reacción en el apoyo en dirección del corte aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento, y
- (b) no se produce ninguna carga concentrada entre el borde del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en 11.1.3.1 u 11.1.3.2.

**11.1.3.1-** Para elementos no pretensados, las secciones localizadas a una distancia menor que  $d$  desde la cara del apoyo se pueden diseñar para el mismo corte  $V_u$  que el calculado a una distancia  $d$ .

**11.1.3.2-** Para elementos de hormigón pretensado, las secciones localizadas a una distancia menor que  $h/2$  desde la cara del apoyo se pueden diseñar para el mismo corte  $V_u$  que el calculado para una distancia  $h/2$ .

calculada con las ecuaciones (11-17), (11-18) y (11-19). Otros ensayos no publicados de vigas de hormigón de alta resistencia con armadura mínima en el alma indicaron que esta cantidad de refuerzo del alma era inadecuada para evitar fallas frágiles por corte cuando se producen agrietamientos inclinados. No hay datos de ensayos sobre la resistencia al corte de losas de hormigón de alta resistencia o en dos direcciones. En tanto no se obtenga mayor experiencia práctica con vigas y losas construidas con hormigóns de resistencia mayores a 69 MPa, el comité consideró prudente limitar a  $\sqrt{f'_c}$  a 25/3 MPa en los cálculos de resistencias al corte y longitud de desarrollo. Este límite no se impone a vigas con suficientes estribos que permitan una capacidad posterior al agrietamiento.

**C11.1.3-** El agrietamiento inclinado más cercano al apoyo de la viga en la fig. 11.1.3 se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia aproximada  $d$  desde la cara del apoyo. Si se aplican cargas arriba de esta viga, los estribos a través de esta grieta son solicitados por cargas que actúan en el cuerpo libre de la parte inferior en la fig. 11.1.3. Las cargas aplicadas a la viga entre la cara de la columna y el punto a una distancia  $d$  desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma encima de la grieta. Consecuentemente, el código permite el diseño para un esfuerzo máximo de corte mayorado  $V_u$  a una distancia  $d$  del apoyo para elementos no pretensados, y a una distancia  $h/2$  para elementos pretensados. Deben enfatizarse dos cosas: primero, se requieren estribos a través de la grieta potencial diseñados para el corte a una distancia  $d$  desde el apoyo, y segundo, existe una fuerza de tracción en la armadura longitudinal en la cara del apoyo.

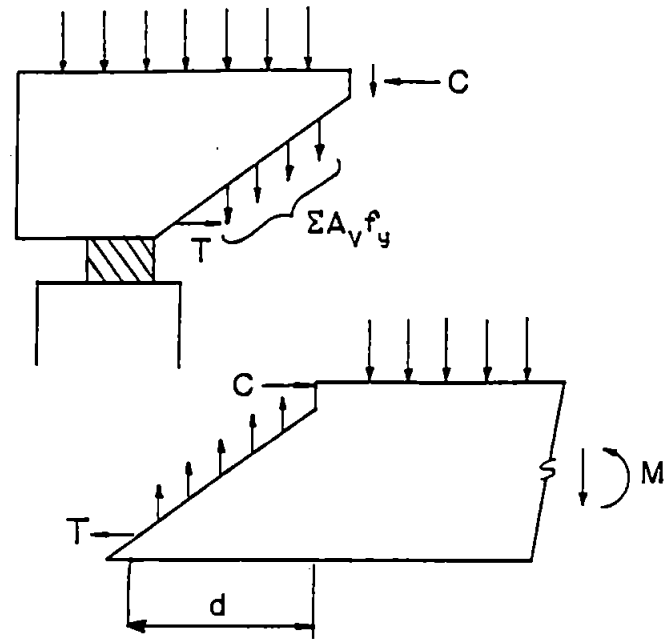


Fig. 11.1.3 Diagrama de cuerpo libre en el extremo de la viga.

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar el esfuerzo de corte a una distancia de del apoyo, incluyen: (1) Elementos apoyados sobre soportes en la base del elemento, tales como los que se muestran en la fig. 11.1.3.1 (a) y (2) Elementos enmarcados monolíticamente con otro elemento, como se muestra en la fig. 11.1.3.1 (b).

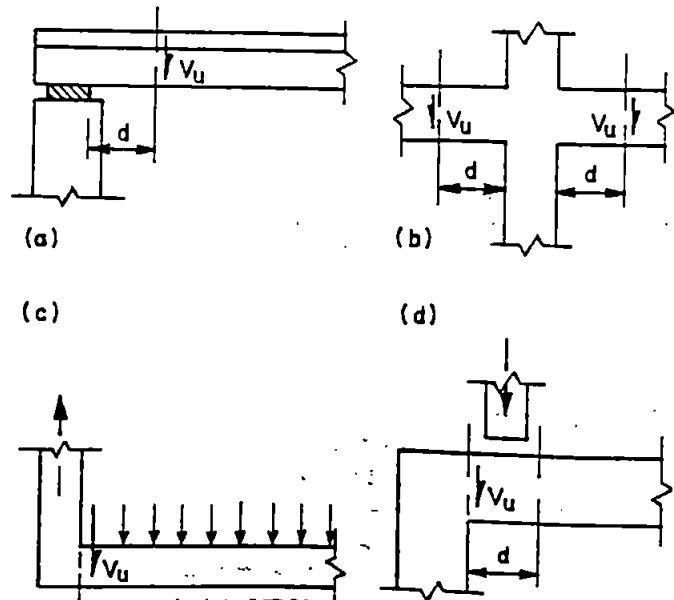


Fig. 11.1.3.1 Condiciones típicas del apoyo para localizar el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$ .

Las condiciones de apoyo en las cuales no se debe aplicar esta disposición incluyen: (1) Elementos enmarcados por un elemento de apoyo en tracción, tales como los que se ilustran en la fig. 11.1.3.1 (c). La sección crítica para el corte debe tomarse en este caso en la cara del apoyo, también debe investigarse el corte dentro de la unión y proporcionarse armadura especial en las esquinas. (2) Elementos cargados de tal manera que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia  $d$  difiere radicalmente del corte a una distancia  $d$ . Esto se presenta comúnmente en ménsulas y en vigas en las cuales se localiza una carga concentrada cerca del apoyo tal como se muestra en la fig. 11.1.3.1 (d) o en zapatas apoyadas sobre pilotes. En este caso debe utilizarse el corte en la cara del apoyo.

**C11.1.3.2-** Puesto que  $d$  varía frecuentemente en los elementos pretensados, la localización de la sección crítica se ha tomado arbitrariamente como  $h/2$  desde la cara del apoyo.

**11.1.4-** Para elementos de gran altura, losas y zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de las secciones 11.8 a la 11.12.

## 11.2- Hormigón liviano

**11.2.1-** Las disposiciones para la resistencia al corte  $V_c$  y el momento resistente a torsión  $T_c$  se aplican al hormigón de densidad normal. Cuando se emplea hormigón con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las siguientes modificaciones:

**11.2.1.1-** Cuando se ha especificado el valor de  $f_{ct}$  y el hormigón se ha dosificado de acuerdo con la sección 5.2, las disposiciones para  $V_c$  y  $T_c$  deben modificarse, reemplazando  $\sqrt{f'_c}$  por  $1.8 f_{ct}$ , pero el valor de  $1.8 f_{ct}$  no debe exceder  $\sqrt{f'_c}$ .

## C11.2- Hormigón liviano

Se dan dos procedimientos opcionales para modificar las disposiciones para el corte cuando se emplee hormigón con agregado liviano. La modificación para hormigón liviano se aplica únicamente a los términos que contienen  $\sqrt{f'_c}$  en las ecuaciones del capítulo 11.

**C11.2.1.1-** La primera alternativa está basada en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia a la tracción por hendimiento  $f_{ct}$  y la resistencia a la compresión  $f'_c$  para el hormigón liviano que se esté utilizando. Para hormigón de peso normal, la resistencia a la

11.2.1.2- Cuando el valor  $f_{ct}$  no esté especificado, todos los valores de  $\sqrt{f'_c}$  que afecten a  $V_c$ ,  $T_c$  y  $M_{cr}$  deben multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes, y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se puede usar una interpolación lineal cuando la arena se sustituya parcialmente.

### 11.3- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados

11.3.1- La resistencia al corte  $V_c$  debe calcularse según las disposiciones de las secciones 11.3.1.1 a 11.3.1.4, a menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con la sección 11.3.2.

11.3.1.1- Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left( \sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-4)$$

La cantidad  $N_u/A_g$  debe expresarse en MPa.

11.3.1.3- Para elementos sujetos a tracción axial significativa, la armadura por corte debe diseñarse para que resista el corte total.

11.3.1.4- En secciones en las cuales el momento de torsión mayorado  $T_u$  exceda de  $\phi \left( 1/24 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \right)$ :

tracción por hendimiento  $f_{ct}$  es aproximadamente igual  $\sqrt{f'_c} / 1.8$ <sup>11.9, 11.10</sup>.

C11.2.1.2- La modificación también puede estar basada en la suposición de que la resistencia a la tracción del hormigón liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del hormigón de peso normal<sup>11.10</sup>. Los factores están basados en datos de ensayos sobre muchos tipos de hormigón estructural de agregado liviano.

### C11.3- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados

C11.3.1.1- véase C11.3.2.1.

C11.3.1.2 y C11.3.1.3- véase C11.3.2.2

C11.3.1.4- véase C11.6.1

$$V_c = \frac{(\sqrt{f'_c}/6)b_w d}{\sqrt{1 + \left(2.5C_t \frac{T_u}{V_u}\right)^2}} \quad (11-5)$$

11.3.2- La resistencia al corte  $V_c$  se puede calcular mediante el método más detallado de las secciones 11.3.2.1. a 11.3.2.3.

11.3.2.1- Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = \left[ \left( \sqrt{f'_c} + 120\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \div 7 \right] b_w d \quad (11-6)$$

pero no mayor que  $0.3\sqrt{f'_c}b_w d$ . La cantidad  $V_u d/M_u$  no debe tomarse mayor que 1.0 al calcular  $V_c$  por medio de la ecuación (11-6), donde  $M_u$  es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada.

11.3.2.2- Para elementos sometidos a compresión axial, se puede utilizar la ecuación (11-6) para calcular  $V_c$  con  $M_m$  sustituyendo a  $M_u$  y  $V_u d/M_u$  no limitada a 1.0, donde

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (11-7)$$

Sin embargo,  $V_c$  no debe tomarse mayor que

C11.3.2.1- La ecuación (11-6) es la expresión básica para la resistencia al corte de elementos sin armadura por corte<sup>11.3</sup>. Los diseñadores deben tener en cuenta que las tres variables de la ecuación (11-6),  $\sqrt{f'_c}$  (como medida de la resistencia a la tracción del hormigón)  $\rho_w$ , y  $V_u d/M_u$  afectan la resistencia al corte, aunque algunas investigaciones<sup>11.1, 11.11</sup> indican que la ecuación (11-6) sobrestima la influencia de  $f'_c$  y subestima la influencia de  $\rho_w$  y  $V_u d/M_u$ . La información adicional<sup>11.12</sup> indica que la resistencia al corte disminuye a medida que aumenta la altura total del elemento.

El valor mínimo de  $M_u$  igual a  $V_u d$  en la ecuación (11-6) sirve para limitar  $V_c$  cerca de los puntos de inflexión.

Para la mayoría de los diseños es conveniente suponer que el segundo término de la ecuación (11-6) es igual a  $0.02\sqrt{f'_c}$  y utilizar  $V_c = (\sqrt{f'_c}/6)b_w d$  conforme lo permite la sección 11.3.1.1.

C11.3.2.2- Las ecuaciones (11-7) y (11-8) para elementos sujetos a compresión axial además de corte y flexión, se han derivado del informe del Comité ACI ASCE 326.<sup>11.3</sup> A medida que  $N_u$  aumenta, el valor de  $V_c$  calculado por medio de las ecuaciones (11-6) y (11-7), excederá el límite superior obtenido por la ecuación (11-8) antes de que el llegue a ser negativo el valor  $M_m$  dado por la ecuación (11-7). El valor de  $V_c$  obtenido con la ecuación (11-6) no tiene ninguna importancia física si se utiliza un valor negativo de  $M_m$ . Para

$$V_c = 0.3\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.3N_u}{A_g}} \quad (11-8)$$

La cantidad  $N_u/A_g$  debe expresarse en MPa. Cuando  $M_m$  calculada por medio de la ecuación (11-7) es negativa,  $V_c$  debe calcularse por medio de la ecuación (11-8).

11.3.2.3- Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3N_u}{A_g}\right) \left(\sqrt{f'_c}/6\right) b_w d \quad (11-9)$$

donde  $N_u$  es negativa para la tracción. La cantidad  $N_u/A_g$  debe expresarse en MPa.

esta condición debe utilizarse las ecuaciones (11-8) u (11-4) para calcular  $V_c$ . Los valores de  $V_c$  para elementos sujetos a corte y a carga axial se ilustran en la Fig. 11.3. En la Referencia 11.2 se discuten los antecedentes para estas ecuaciones y se hacen comparaciones con los datos de ensayos.

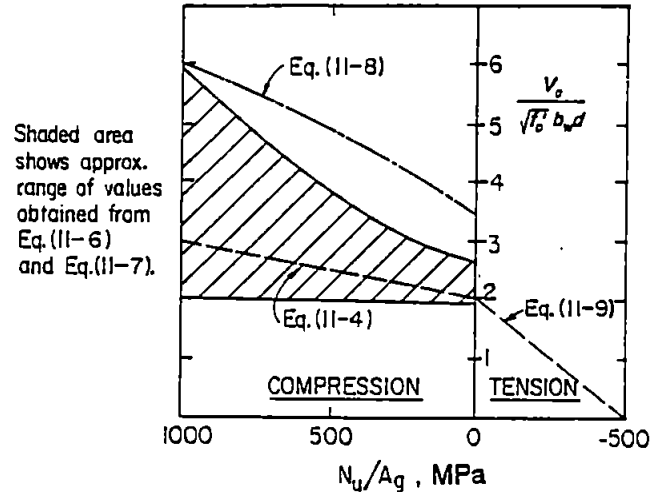


Fig. 11.3. Comparación de las ecuaciones para la resistencia al corte para elementos sujetos a carga axial.

Debido a la complejidad de las ecuaciones (11-6) y (11-7) se permite una disposición alternativa de diseño, la ecuación (11-4). La ecuación (11-9) se incluye para el caso de tracción axial con corte y flexión. Si la ecuación (11.9) da un valor negativo de  $V_c$ ,  $V_c$  debe tomarse como igual a cero.

## 11.4- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos pretensados

11.4.1- Para elementos que tengan una fuerza efectiva de pretensado no menor al 40% de la resistencia a la tracción de la armadura de flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con la sección 11.4.2,

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (11-10)$$

## C11.4- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos pretensados

C11.4.1- La ecuación 11-10 ofrece un método simplificado para calcular  $V_c$  en vigas de hormigón pretensado<sup>11.2</sup>. Puede aplicarse a vigas que tengan armadura pretensada únicamente o a elementos armados con una combinación de armadura pretensada y barras con resaltes no pretensadas. La ecuación (11-10) es más aplicable a elementos sujetos a carga uniforme y puede dar



pero no es necesario considerar a  $V_c$  menor que  $(\sqrt{f'_c}/6)b_w d$  ni debe tomarse a  $V_c$  mayor a  $0.4\sqrt{f'_c}b_w d$  ni que el valor dado en la sección 11.4.3 u 11.4.4. La cantidad  $V_u d/M_u$  no se debe tomar mayor que 1.0, donde  $M_u$  es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada. Cuando se aplica la ecuación (11-10),  $d$  en el término  $V_u d/M_u$  debe ser la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de pretensado.

resultados conservadores cuando se aplica a vigas compuestas para puentes.

Al aplicar la ecuación (11-10) a elementos simplemente apoyados sujetos a cargas uniformes,  $V_u d/M_u$  se puede expresar como

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{d(\ell - 2x)}{x(\ell - x)}$$

donde  $\ell$  es la longitud de vano y  $x$  es la distancia al apoyo desde la sección que se investiga. Para hormigón con  $f'_c$  igual a 34 MPa,  $V_c$  de la sección 11.4.1 varía tal como se muestra en la Fig. 11.4.1. Las ayudas de diseño basadas en esta ecuación se dan en la Referencia 11.13

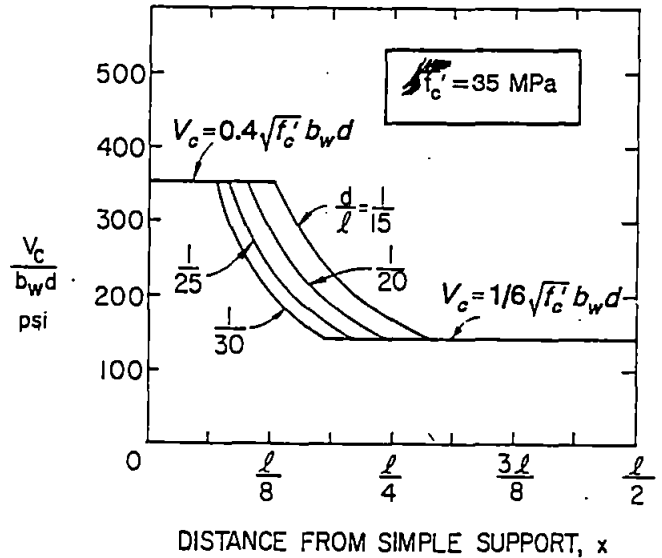


Fig. 11.4.1. Aplicación de la ecuación 11.10 a elementos pretensados cargados uniformemente.

11.4.2- La resistencia al corte  $V_c$  puede calcularse de acuerdo con las secciones 11.4.2.1 y 11.4.2.2, para lo cual  $V_c$  debe ser el menor de  $V_{ci}$  ó  $V_{cw}$ .

11.4.2.1- La resistencia al corte  $V_{ci}$  se debe calcular por medio de:

$$V_{ci} = (\sqrt{f'_c}/20)b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad (11-11)$$

C11.4.2- Se presentan dos tipos de agrietamientos inclinado en vigas de hormigón: agrietamiento por corte en el alma y agrietamiento de corte por flexión. Estos dos tipos de agrietamiento inclinado se ilustran en la Fig. 11.4.2.

pero no es necesario tomar a  $V_{ci}$  menor que  $(\sqrt{f'_c}/7)b_w d$  en donde:

$$M_{cr} = (I/y_t) \left[ \left( \sqrt{f'_c}/2 \right) + f_{pe} - f_d \right] \quad (11-12)$$

y los valores de  $M_{max}$  y  $V_i$  se deberán calcular con la combinación de carga que causa el momento máximo en la sección.

11.4.2.2- La resistencia al corte  $V_{cw}$  se debe calcular por medio de

$$V_{cw} = 0.3 \left( \sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) b_w d + V_p \quad (11-13)$$

Alternativamente,  $V_{cw}$  puede considerarse como la fuerza de corte que corresponde a la carga permanente más la sobrecarga que produce una tensión principal de tracción de  $(\sqrt{f'_c}/3)$  en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal está en el ala. En elementos compuestos, la tensión principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la sobrecarga.

11.4.2.3- En las ecuaciones (11-11) y (11-13),  $d$  es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de pretensado ó  $0.8h$ , la que sea mayor.

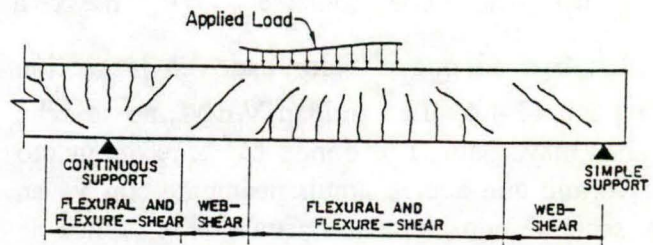


Fig. 11.4.2. Tipos de agrietamiento en vigas de hormigón.

El agrietamiento por corte en el alma empieza desde un punto interior del elemento cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del hormigón. El agrietamiento de corte por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión. Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos por corte en el hormigón arriba de la grieta. La grieta de corte por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado por corte y por tracción excede la resistencia a la tracción del hormigón.

Las ecuaciones (11-11) y (11-13) pueden usarse para determinar los esfuerzos de corte que causan agrietamiento de corte por flexión y por corte en el alma, respectivamente. La resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $V_c$ , se supone igual al menor de los valores  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ . La forma en que se derivan las ecuaciones (11-11) y (11-13) se resume en la Referencia 11.14.

Al derivar la ecuación (11-11) se supuso que  $V_{ci}$  es la suma del corte requerido para causar una grieta por flexión en el punto en cuestión, y que está dado por :

$$V = \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

más un incremento adicional de corte requerido para cambiar la grieta por flexión a una grieta de corte por flexión. Las cargas mayoradas aplicadas externamente, a partir de las cuales se determinan  $V_i$  y  $M_{max}$  incluyen la carga permanente

superimpuesta, la presión de tierra, la sobre carga, etc. Al calcular  $M_{cr}$  para sustituirlo en la ecuación (11-11),  $I$  y  $y_t$  son las propiedades de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente.

Para un elemento compuesto, donde parte de la carga permanente es resistida por sólo una parte de la sección, deben utilizarse las propiedades adecuadas de la sección para calcular  $f_d$ . El corte debido a cargas permanentes,  $V_d$ , y el debido a otras cargas,  $V_i$ , están separados en este caso.  $V_d$  es entonces el esfuerzo de corte total debido a la carga permanente no mayorada que actúa sobre la parte de la sección que soporta las cargas permanentes que actúan antes de la acción compuesta, más la carga permanente no mayorada superimpuesta que actúa sobre el elemento compuesto. Los términos  $V_i$  y  $M_{max}$  pueden tomarse como:

$$\begin{aligned} V_i &= V_u - V_d \\ M_{max} &= M_u - M_d \end{aligned}$$

en donde  $V_u$  y  $M_u$  son el corte mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales factorizadas, y  $M_d$  es el momento debido a la carga permanente no mayorada (o sea, el momento correspondiente a  $f_d$ .)

Para vigas no compuestas uniformemente cargadas, la sección transversal total resiste todo el corte y los diagramas de esfuerzo de corte de la sobrecarga y la carga permanente son similares. En este caso, la ecuación (11-11) se reduce a:

$$V_{ct} = \left( \sqrt{f'_c} / 20 \right) b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}$$

donde

$$M_{ct} = (I/y_t) \left[ \left( \sqrt{f'_c} / 2 \right) + f_{pe} \right]$$

El término  $M_{ct}$  en las dos ecuaciones precedentes representa el momento total, incluyendo la carga permanente, requerido para causar agrietamiento

en la fibra extrema en tracción. Este no es igual al  $M_{cr}$  de la ecuación (11-11) del código, en donde el momento de agrietamiento se debe a todas las cargas, excepto la carga permanente. En la ecuación (11-11) el corte por carga permanente se agrega como un término separado.

$M_u$  es el momento mayorado sobre las vigas en la sección que se está considerando, y  $V_u$  es el esfuerzo de corte mayorado que ocurre simultáneamente con  $M_u$ . Puesto que las mismas propiedades de la sección se aplican tanto a los esfuerzos por la carga permanente como por la sobrecarga, no hay necesidad de calcular las tensiones y cortes de la carga permanente por separado, y el momento de agrietamiento,  $M_{cr}$ , refleja el cambio total de tensiones desde el pretensado efectivo hasta una tracción de  $\sqrt{f'_c}/2$ , la cual se supone que ocasiona agrietamiento por flexión.

La ecuación (11-13) se basa en la suposición de que el agrietamiento por corte en el alma ocurre debido al corte que provoca un esfuerzo principal de tracción de aproximadamente  $\sqrt{f'_c}/3$  en el eje centroidal de la sección transversal.  $V_p$  se calcula a partir de la fuerza efectiva de pretensado sin factores de carga.

11.4.3- En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia  $h/2$  a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los cables de pretensado, debe tenerse en cuenta la reducción del pretensado cuando se calcule  $V_{cw}$ . Este valor de  $V_{cw}$  también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación (11-10). Debe suponerse que la fuerza de pretensado varía linealmente desde cero en el extremo del cable hasta un máximo a una distancia del extremo del cable igual a la longitud de transferencia, que se supone de 50 diámetros en torones y de 100 diámetro en alambres individuales.

C11.4.3 y C11.4.4- Debe tomarse en cuenta el efecto sobre la resistencia al corte del pretensado reducido cerca de los extremos de vigas pretensadas. La sección 11.4.3 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud de transferencia de tendones, cuando la adherencia de los tendones se extiende hasta el extremo del elemento.

La sección 11.4.4 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud sobre la que algunos tendones no están adheridos al hormigón, o dentro de la longitud de transferencia de dichos tendones, para los que la adherencia no se extiende hasta el extremo de la viga.

11.4.4- En un elemento pretensado donde la adherencia de algunos cables no se extienda hasta

el extremo de elemento, debe considerarse una reducción del pretensado al calcular  $V_c$  de acuerdo con las secciones 11.4.1 u 11.4.2. El valor de  $V_{cw}$  calculado usando el pretensado reducido también debe tomarse como el límite máximo para la ecuación (11-10). La fuerza de pretensado debida a los cables en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiéndola de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

### **Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte**

#### **Tipos de armadura de corte**

- La armadura por corte puede

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
- (b) Malla electrosoldada con alambres colocados perpendicularmente al eje del elemento.

11.5.1.2- Para elementos no pretensados, la armadura por corte también puede consistir en:

- (a) Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (b) Armadura longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de  $30^\circ$  o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (c) Combinaciones de estribos y armadura longitudinal doblado.
- (d) Zunchos.

### **C11.5- Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte**

11.5.2- La tensión de fluencia de diseño de la armadura por corte no debe exceder de 420 MPa.

11.5.3- Los estribos y otras barras o alambres usados como armadura de corte deben abarcar una distancia  $d$  desde la fibra extrema en compresión y anclarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en la sección 12.13 para desarrollar la tensión de fluencia de diseño de la armadura.

#### 11.5.4- Límites para el espaciamiento de la armadura de corte

11.5.4.1- El espaciamiento de la armadura de corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de  $d/2$  en elementos de hormigón no pretensado, de  $(3/4)h$  en elementos pretensados, ni de 600 mm.

11.5.4.2- Los estribos inclinados y la armadura longitudinal doblada deben estar espaciados de manera tal que cada línea a  $45^\circ$ , que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento  $d/2$  hasta la armadura longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de armadura de corte.

11.5.4.3- Cuando  $V_s$  sobrepase a  $(\sqrt{f'_c}/3)b_w d$ , las separaciones máximas dadas en las secciones 11.5.4.1 y 11.5.4.2 se deben reducir a la mitad.

#### 11.5.5- Armadura mínima de corte

11.5.5.1- Debe colocarse un área mínima de armadura por corte en todo elemento de hormigón armado sujeto a flexión (pretensado y no pretensado) cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  exceda la mitad de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $\phi V_c$ , excepto en:

(a) Losas y zapatas.

C11.5.2- Limitar la tensión de fluencia de diseño de la armadura por corte a 420 MPa proporciona un control sobre el ancho de la grieta diagonal.

C11.5.3- Es esencial que la armadura por corte (y torsión) se ancle de manera adecuada en ambos extremos, a fin de que sea completamente efectiva en cualquiera de los lados de una grieta potencial inclinada. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura tal como lo dispone la sección 12.13.

#### C11.5.5- Armadura mínima de corte

C11.5.5.1- La armadura por corte restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado y, por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte el peligro de falla. De lo contrario en un alma sin armadura, la súbita formación del agrietamiento inclinado podría conducir directamente a una falla repentina. Esta armadura resulta de gran valor si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista, o a una sobrecarga. Por lo tanto, se requiere un área mínima de armadura por corte

(b) Losas nervadas de hormigón definidas en la sección 8.11.

(c) Vigas cuya altura total no exceda de 250 mm,  $2\frac{1}{2}$  veces el espesor del ala, ó  $\frac{1}{2}$  del ancho del alma, el que sea mayor.

no menor que la especificada por las ecuaciones (11-14) ó (11-15), siempre que el esfuerzo de corte mayorado,  $V_u$ , sea mayor que  $1/2$  de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón  $\phi V_c$ . Se excluyen las losas, las zapatas y las nervaduras, de este requisito mínimo, pues cabe la posibilidad de la carga sea repartida entre zonas fuertes y débiles.

Aun cuando el esfuerzo de corte mayorado total,  $V_u$ , sea de menos de la mitad de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $\phi V_c$ , es recomendable el empleo alguna armadura en toda alma delgada de elementos postesados (nervaduras, losas reticulares, vigas y vigas T) como refuerzo contra fuerzas de tracción en el alma, resultantes de desviaciones locales en el perfil de diseño del tendón y para proporcionar medios para apoyar los tendones durante la construcción. Cuando no se proporciona apoyo suficiente, pueden resultar, durante el hormigonado, desviaciones locales respecto al perfil uniforme parabólico del tendón supuesto en el diseño. En dichos casos, los las desviaciones de los tendones tienden a enderezarse cuando estos son tensados. Este proceso puede imponer grandes esfuerzos de tracción en el alma y puede desarrollarse un agrietamiento severo cuando no se proporciona armadura en el alma. La curvatura no intencional de los tendones y los esfuerzos de tracción resultantes en el alma, pueden minimizarse amarrando de manera firme los tendones a los estribos que están rígidamente sujetos en su sitio por otros elementos de la armadura conservando su sitio en el moldaje. El espaciamiento máximo de los estribos utilizados para este fin no debe exceder de  $1\frac{1}{2}h$  ó 1.2 m (lo que sea menor). Cuando sea adecuado, las disposiciones para la armadura por corte de las secciones 11.5.4 y 11.5.5 requerirán espaciamientos más cortos de los estribos.

Cuando sea factible que se presente una carga repetitiva en elementos sujetos a flexión, debe tomarse en cuenta en el diseño la posibilidad de que se formen grietas inclinadas debidas a la

tracción diagonal, bajo esfuerzos mucho menores que bajo cargas estáticas. En estos casos, sería prudente utilizar por lo menos la armadura mínima por corte expresada por las ecuaciones (11-14) u (11-15), aun en el caso de que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere armadura por corte.

11.5.5.2- Los requisitos mínimos de armadura por corte de la sección 11.5.5.1 se pueden ignorar si se demuestra por medio de ensayos que la resistencia nominal por flexión y corte requerida puede desarrollarse cuando se suprime la armadura por corte. Dichos ensayos deben simular efectos de asentamiento diferencial, fluencia lenta, retracción y cambios de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

C11.5.5.2- Cuando se ensaya un elemento para demostrar que sus resistencias al corte y flexión son adecuadas, se conocen las verdaderas dimensiones del elemento y las resistencias de los materiales. La resistencia empleada como base de comparación debe, por lo tanto, ser la correspondiente a un factor unitario de reducción de resistencia ( $\phi=1.0$ ), es decir, la resistencia nominal requerida  $V_n$  y  $M_n$ . Esto asegura que si las resistencias reales de los materiales son menores que las especificadas, o que si las dimensiones del elemento están equivocadas, de manera que provoquen una reducción de resistencia, se tendrá un margen satisfactorio de seguridad.

11.5.5.3- Cuando se requiera armadura por corte, de acuerdo con la sección 11.5.5.1. ó por análisis y cuando el momento de torsión mayorado  $T_u$  no exceda de  $\phi(1/24\sqrt{f'_c} \sum x^2 y)$ , el área mínima de armadura por corte para elementos pretensados (excepto en lo previsto por la sección 11.5.5.4) y no pretensados se debe calcular mediante:

$$A_v = \frac{b_w s}{3f_y} \quad (11-14)$$

donde  $b_w$  y  $s$  están en milímetros.

11.5.5.4- Para elementos pretensados que tengan una fuerza de pretensado efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción de la armadura por flexión, el área de armadura por corte no debe ser menor que el menor valor de  $A_v$  dado por las ecuaciones (11-14) y (11-15).

C11.5.5.4- Los ensayos de vigas pretensadas con una armadura mínima en el alma basada en las ecuaciones (11-14) y (11-15) han indicado que el área  $A_v$  más pequeña de cualquiera de estas dos ecuaciones es suficiente para desarrollar un comportamiento dúctil.



$$A_v = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (11-15)$$

11.5.5.5- Cuando el momento de torsión mayorado  $T_u$  sea mayor que  $\phi(1/24\sqrt{f'_c} \sum x^2 y)$  y cuando se requiera armadura en el alma según la sección 11.5.5.1 ó por análisis, el área mínima de estribos cerrados se debe calcular mediante

$$A_v + 2A_t = \frac{b_w s}{3f_y} \quad (11-16)$$

### 11.5.6- Diseño la armadura de corte

11.5.6.1- Cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  exceda la resistencia al corte  $\phi V_c$ , la armadura por corte debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte  $V_s$  debe calcularse de acuerdo con las secciones 11.5.6.2 a 11.5.6.8.

11.5.6.2- Cuando se utilice armadura por corte perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11-17)$$

donde  $A_v$  es el área de armadura por corte dentro de una distancia  $s$ .

11.5.6.3- Cuando se utilicen estribos inclinados como armadura por corte:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s} \quad (11-18)$$

11.5.6.4- Cuando la armadura por corte consista en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

La ecuación (11-15) puede usarse solamente para elementos pretensados que cumplan con los requisitos mínimos de fuerza de pretensado dados en la sección 11.5.5.4. Esta ecuación se discute en la Referencia 11.15.

C11.5.5.5- Si un elemento no pretensado está sujeto a un momento de torsión mayorado  $T_u$  mayor que  $f[(\sqrt{f'_c}/20) \sum x^2 y]$ , la cantidad mínima de armadura transversal en el alma para el corte y la torsión combinados es de  $(b_w s)/(3f_y)$ . Deben observarse cuidadosamente las diferencias en la definición de  $A_v$  y  $A_t$ ;  $A_v$  es el área de dos ramas de un estribó cerrado, en tanto que  $A_t$  es el área de una sola rama de un estribo cerrado similar.

### C11.5.6- Diseño de la armadura de corte

El diseño de la armadura por corte está basado en una modificación de la analogía del enrejado. Esta analogía supone que todo el corte lo resiste la armadura por corte. Sin embargo, una profunda investigación sobre elementos pretensados y no pretensados ha indicado que la armadura por corte necesita diseñarse para resistir únicamente el corte que excede al que provoca el agrietamiento inclinado, dado que los miembros diagonales del enrejado se asume están inclinados en  $45^\circ$ .

Las ecuaciones (11-17), (11-18) y (11-19) se presentan en términos de resistencia al corte  $V_s$ , proporcionada por la armadura por corte. Cuando se utiliza armadura por corte perpendicular al eje de un elemento, el área de armadura por corte requerida  $A_v$  y su espaciamiento  $s$  se calculan por medio de:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (11-19)$$

pero no mayor que  $(\sqrt{f'_c}/4)b_w d$ .

11.5.6.5- Cuando la armadura por corte consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia al corte  $V_s$  se debe calcular por medio de la ecuación (11-18).

11.5.6.6- Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se deben considerar efectivas como armadura por corte.

11.5.6.7- Cuando se emplee más de un tipo de armadura por corte para armar la misma porción de un elemento, la resistencia al corte  $V_s$  debe calcularse como la suma de los valores  $V_s$  calculados para los diversos tipos.

11.5.6.8- La resistencia al corte  $V_s$  no debe considerarse mayor que  $(2\sqrt{f'_c}/3)b_w d$ .

## 11.6- Resistencia combinada a la torsión y al corte en elementos no pretensados con secciones rectangulares o T

11.6.1- Los efectos de torsión deben incluirse con el corte y la flexión siempre que el momento de torsión mayorado  $T_u$  exceda de  $\phi \left[ (\sqrt{f'_c}/24) \sum x^2 y \right]$ . De lo contrario, los efectos de torsión pueden no considerarse.

## C11.6- Resistencia combinada a la torsión y al corte en elementos no pretensados con secciones rectangulares o T

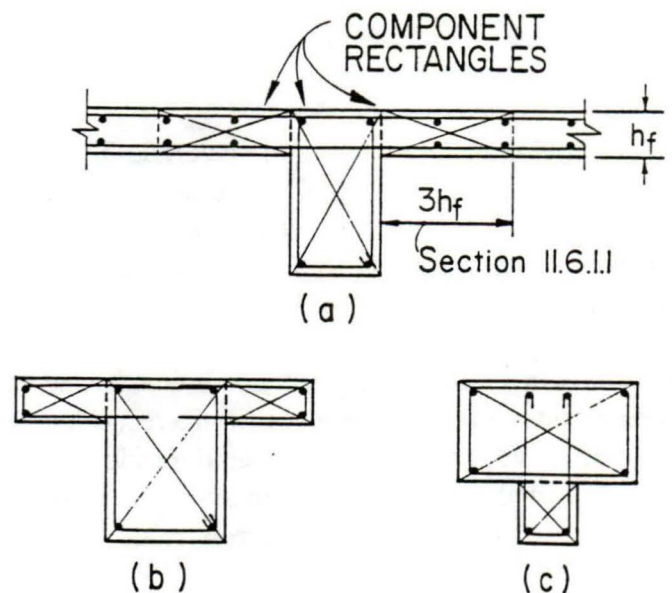
Los criterios de diseño para torsión se basan en el informe del Comité ACI 438<sup>11.16</sup>. El diseño por torsión de elementos pretensados no se considera dentro de este código.

C11.6.1- El momento torsional límite está basado en una tensión torsional máxima de  $\sqrt{f'_c}/8$ . Este esfuerzo corresponde alrededor del 25% de la resistencia a la torsión pura de un elemento sin armadura por torsión. Esta simplificación resulta posible porque una torsión de esa magnitud no provocará una reducción significativa en la resistencia última a la flexión o al corte<sup>11.16</sup>.

**11.6.1.1-** En elementos de sección rectangular ó T, la suma  $\Sigma x^2y$  debe tomarse para todos los rectángulos componentes de la sección, pero el ancho sobresaliente del ala usado en el diseño no debe exceder de 3 veces el espesor del ala.

En el desarrollo del criterio de diseño para torsión no se incluyó el efecto del alabeo restringido. Al diseñarse secciones abiertas con paredes delgadas, puede ser necesario considerar la torsión causada por el alabeo restringido.

**C11.6.1.1-** La cantidad  $\Sigma x^2y$  para secciones T depende de la selección de los rectángulos que componen la sección. Estos no deben traslaparse, y deben seleccionarse de manera que dé como resultado el valor más alto posible de  $\Sigma x^2y$ . La Fig. 11.6.1 ilustra la selección de los rectángulos componentes.



**11.6.1.2-** Una sección cajón rectangular debe considerarse como una sección sólida siempre que el espesor de pared,  $h$ , sea por lo menos  $x/4$ . Una sección cajón, con un espesor de pared menor que  $x/4$ , pero mayor que  $x/10$ , también debe considerarse como una sección sólida, excepto que  $\Sigma x^2y$  debe multiplicarse por  $4h/x$ . Cuando  $h$  sea menor que  $x/10$ , debe considerarse la rigidez de la pared. Deben colocarse chaflanes en las esquinas interiores de todas las secciones cajón.

**C11.6.1.2-** Los criterios de diseño de la sección 11.6 pueden aplicarse a secciones huecas en cajón con un espesor de pared igual o mayor que  $x/4$ . Si el espesor de la pared  $h$  es menor que  $x/4$ , la resistencia a torsión de una sección hueca en cajón será menor que la de una viga maciza comparable. Esta reducción en la resistencia se refleja en el factor  $4h/x$  que es conservador cuando se compara con resultados de ensayos. Las vigas con paredes delgadas pueden fallar de manera frágil cuando se someten a torsión, comparadas con el modo de falla dúctil de las vigas macizas.

También, la relación del torque de agrietamiento al torque máximo decrece al disminuir el espesor de la pared.

El espesor mínimo de la pared  $x/10$  evita una flexibilidad excesiva y el posible pandeo de la pared.

Las secciones en cajón, en las cuales la armadura longitudinal por torsión sea menor de 8 barras distribuidas alrededor del perímetro de la sección, deben tener en cada esquina interior un chaflán con una base mínima de  $x/6$ . Cuando la armadura longitudinal por torsión consiste en 8 o más barras distribuidas alrededor del perímetro de la sección, los chaflanes deben tener un tamaño mínimo de  $x/12$ , pero no necesariamente de más de 100 mm.

**11.6.2-** Si el momento de torsión mayorado  $T_u$  en un elemento se requiere con el objeto de mantener el equilibrio, el elemento debe diseñarse para resistir dicho momento de torsión de acuerdo con las secciones 11.6.4 a la 11.6.9.

**11.6.3-** En una estructura estáticamente indeterminada en la cual puede ocurrir una reducción de momento de torsión en un elemento debido a la redistribución de las fuerzas internas, el momento torsión mayorado máximo  $T_u$  puede reducirse a  $\phi \left[ \left( \sqrt{f'_c} / 3 \right) \sum x^2 y / 3 \right]$ .

**11.6.3.1-** En un caso así, en los elementos adyacentes deben utilizarse en el diseño los momentos y esfuerzos de corte ajustados de manera correspondiente.

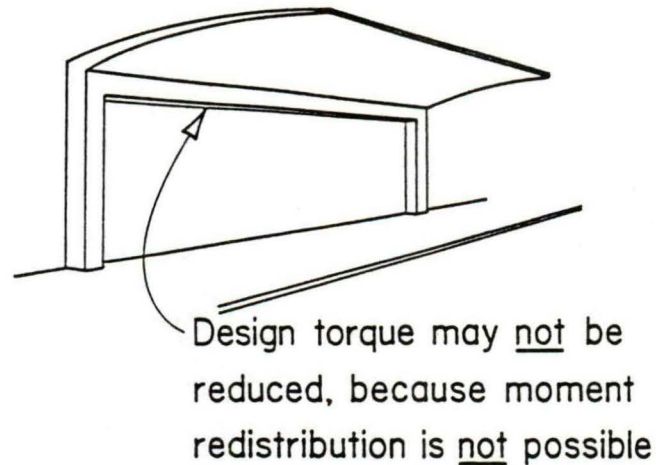
**11.6.3.2-** En lugar de un análisis más preciso, la carga de torsión debido a la acción de una losa debe considerarse uniformemente distribuida a lo largo del elemento.

**C11.6.2 y 11.6.3-** En el diseño por torsión de estructuras de hormigón armado pueden distinguirse dos condiciones: 11.17, 11.18

(a) El momento torsional no se puede reducir mediante la redistribución de las fuerzas internas (sección 11.6.2). Esto se conoce como "torsión de equilibrio", dado que se requiere del momento torsional a fin de que la estructura esté en equilibrio.

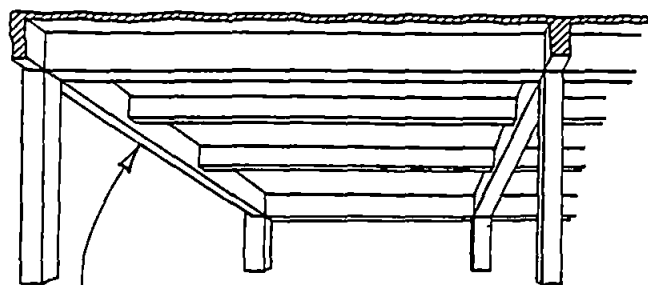
Para esta condición, ilustrada en la Fig. 11.6.2, debe proporcionarse armadura por torsión diseñado de acuerdo con las secciones 11.6.4 a la 11.6.10 con el objeto de resistir los momentos torsionales totales.

(b) El momento torsional se puede reducir mediante la redistribución de las fuerzas internas después del agrietamiento (sección 11.6.3), si la torsión se origina por el giro del elemento, a fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones. Este tipo de torsión se conoce como "torsión de compatibilidad".



**Fig. 11.6.2.** La torsión de diseño no puede reducirse (sección 11.6.2).

Para esta condición, ilustrada en la Fig. 11.6.3, la rigidez a torsión antes del agrietamiento corresponde a la de la sección no agrietada de acuerdo a la teoría de St. Venant. Sin embargo, con el agrietamiento por torsión ocurre una gran distorsión bajo un torque esencialmente constante, y que tiene como resultado una gran redistribución de las fuerzas en la estructura<sup>11.17, 11.18</sup>. El torque de agrietamiento corresponde a un esfuerzo de torsión de alrededor de  $\sqrt{f'_c}/3$ . Cuando el momento torsional excede el torque que provoca el agrietamiento, en la sección crítica puede suponerse un momento torsional mayorado máximo igual a  $\phi \left[ \left( \sqrt{f'_c}/3 \right) \Sigma x^2 y / 3 \right]$ . Con el objeto de asegurar la suficiente ductilidad y controlar el ancho de las grietas, debe proporcionarse armadura por torsión a fin de desarrollar torque último igual torque de agrietamiento. En este caso, las ecuaciones de compatibilidad dejan de ser necesarias y el momento torsional mayorado a lo largo de la viga se puede determinar por medio de la estática.



Design torque for this spandrel beam may be reduced because moment redistribution is possible.

Fig. 11.6.3. La torsión de diseño puede reducirse (sección 11.6.3).

Cuando el momento torsional mayorado calculado antes del agrietamiento por medio del análisis elástico basado en las propiedades de la sección no agrietada se encuentra entre  $\phi\left[\left(\sqrt{f'_c}/24\right)\Sigma x^2y\right]$  y  $\phi\left[\left(\sqrt{f'_c}/3\right)\Sigma x^2y/3\right]$ , la armadura por torsión se puede diseñar utilizando los momentos torsionales reales calculados.

La sección 11.6.3 se refiere a condiciones típicas y regulares de estructuración. En plantas cuya distribución imprime una rotación significativa dentro de una longitud limitada del elemento, tal como una carga de torsión grande debida a un torque localizado cerca de una columna rígida, o una columna que gira en dirección inversa a causa de otras cargas, se aconseja un análisis más exacto.

**11.6.4-** Las secciones localizadas a una distancia menor que  $d$  del borde del apoyo se pueden diseñar para el mismo momento de torsión  $T_u$  que el calculado a una distancia  $d$ . Si un momento concentrado está aplicado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño debe estar en la cara del apoyo.

**C11.6.4-** No es poco común que una viga llegue por un lado a una cadena cerca del apoyo de la cadena. En tal caso se aplica un corte y torque concentrado a la cadena.

### 11.6.5- Momento de torsión resistente

El diseño de las secciones transversales sujetas a torsión debe estar basado en:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (11-20)$$

donde  $T_u$  es el momento de torsión mayorado en la sección sujeta a consideración y  $T_n$  es el momento de torsión resistente nominal calculado por medio de:

$$T_n = T_c + T_s \quad (11-21)$$

donde  $T_c$  es el momento de torsión resistente nominal proporcionado por el hormigón de acuerdo con la sección 11.6.6, y  $T_s$  es el momento de torsión resistente nominal proporcionado por la armadura por torsión, de acuerdo con la sección 11.6.9.

### 11.6.6- Momento de torsión resistente proporcionado por el hormigón

11.6.6.1- El momento de torsión resistente  $T_c$  debe calcularse por medio de:

### C11.6.5- Momento de torsión resistente

El momento torsionante resistente de un elemento de hormigón simple de sección transversal rectangular puede expresarse como:

$$T = \alpha x^2 y f_t$$

donde  $\alpha$  es un coeficiente que depende de la relación  $y/x$ ,  $x$  e  $y$  son las dimensiones menor y mayor, respectivamente, de una sección rectangular, y,  $f_t$  es la resistencia a la tracción del hormigón. El coeficiente  $\alpha$  se toma como  $1/3$ . Varias teorías muestran que el coeficiente  $\alpha$  varía de 0.208 a 0.5<sup>11.16</sup>.

Se supone que la resistencia a la torsión de un elemento  $T$  es igual a la suma de la resistencia a la torsión del alma y de las alas, siempre y cuando el ancho sobresaliente del ala no exceda de 3 veces su espesor. Puesto que el esfuerzo de corte debido a la torsión constituye una medida de la tracción diagonal,  $f_t$  en la ecuación anterior puede sustituirse por un esfuerzo de corte por torsión,  $v_t$ . Acomodando los términos:

$$T = v_t \frac{\sum x^2 y}{3}$$

En la sección 11.6.1 la condición de esfuerzo límite se expresa como un momento torsionante límite.

$$T_u = \phi \left[ \left( \sqrt{f'_c} / 8 \right) \sum x^2 y / 3 \right] = \phi \left[ \left( \sqrt{f'_c} / 24 \right) \sum x^2 y \right]$$

Los demás momentos torsionales se obtienen de manera similar.

### C11.6.6- Momento de torsión resistente proporcionado por el hormigón

C11.6.6.1- La ecuación (11-22) se basa en un esfuerzo de corte por torsión límite de  $\sqrt{f'_c} / 5$ . En el caso de torsión pura, se supone que es la contribución del hormigón la resistencia de torsión

$$T_c = \frac{(\sqrt{f'_c}/15) \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t T_u}\right)^2}} \quad (11-22)$$

última de una viga con armadura en el alma. Este esfuerzo corresponde a un torque de aproximadamente 40% del torque que ocasiona el agrietamiento de una viga. Consecuentemente, la ecuación (11-22) es una estimación conservadora del agrietamiento (falla) por torsión de una viga sin estribos. Tal moderación se justifica ya que la resistencia a la torsión de una viga sin armadura en el alma puede reducirse a la mitad debido a la aplicación simultánea de un momento de flexión y un momento de torsión. Al especificar un esfuerzo de corte por torsión límite que corresponde al 40% del torque que provoca el agrietamiento, puede desprejarse el efecto del momento de flexión sobre la resistencia a torsión de las vigas sin armadura en el alma.

En el caso de que exista una combinación de torsión, corte y flexión, la interacción de la torsión y el corte se considera por medio de una curva de interacción circular, dada por las ecuaciones (11-22) y (11-5)<sup>11.16</sup>.

**C11.6.6.2-** El efecto de la tracción axial sobre el torque que produce el agrietamiento por tracción diagonal no se ha estudiado experimentalmente. Como el efecto teórico de la tracción axial sobre el torque de agrietamiento por tracción diagonal es similar a su efecto sobre el corte debido al agrietamiento por tensión diagonal, se ha aplicado a la torsión el mismo coeficiente de reducción que el de la ecuación (11-9).

#### C11.6.7- Requisitos de armadura por torsión

**C11.6.7.2-** Cuando se combinan los estribos para corte y torsión, debe hacerse notar que  $A_t$  se refiere a una rama de un estribó cerrado, mientras que  $A_v$  se refiere a todas las ramas de los estribos. Para el caso común del estribo cerrados rectangulares el área total y el espaciamiento se encuentra como

$$\frac{\sum A_{v,t}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$$

**11.6.6.2-** Para elementos sometidos a una tracción axial significativa, la armadura por torsión debe diseñarse para resistir el momento de torsión total, a menos que se haga un cálculo más detallado en el cual  $T_c$ , dado por la ecuación 11.22, y  $V_c$ , proporcionado por la ecuación 11.5, se deben multiplicar por  $(1 + 0.3 N_u/A_g)$ , donde  $N_u$  es negativo para la tracción.

#### 11.6.7- Requisitos de armadura por torsión

**11.6.7.1-** Cuando se requiera armadura por torsión, esta debe proporcionarse adicionalmente a la armadura requerida para resistir esfuerzo de corte, flexión y axial.

**11.6.7.2-** La armadura requerida por torsión se debe combinar con la requerida por otros esfuerzos, considerando que el área proporcionada debe ser la suma de las áreas individualmente requeridas y se deben cumplir los requisitos más estrictos para el espaciamiento y la colocación.



11.6.7.3- La armadura por torsión debe consistir en estribos cerrados, amarras cerradas o zunchos, combinados con barras longitudinales.

11.6.7.4- La tensión de fluencia de diseño de la armadura por torsión no debe exceder de 420 MPa.

11.6.7.5- Los estribos y otras barras y alambres utilizados como armadura por torsión deben abarcar una distancia  $d$  desde la fibra extrema en compresión, y estar anclados de acuerdo con la sección 12.13, con el fin de desarrollar la tensión de fluencia de diseño de la armadura.

11.6.7.6- La armadura por torsión debe extenderse por lo menos hasta una distancia  $(b_t+d)$ , más allá del punto teóricamente requerido.

El cálculo de  $A_v/s$  y  $A_t/s$  de discute en C11.5.6 y C11.6.9.

C11.6.7.3- Tanto la armadura longitudinal como la armadura transversal cerrada son necesarios para resistir los esfuerzos diagonales de tracción debidos a la torsión. Los estribos deben ser cerrados, ya que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede aparecer en todas las caras de un elemento.

En el caso de secciones sujetas principalmente a torsión, el recubrimiento lateral de hormigón sobre los estribos se descascara a altos valores del torque<sup>11.19</sup>. Esto hace que no sean efectivos los estribos traslapados, lo que conduce a una falla por torsión prematura<sup>11.20</sup>. Para estos tipos de elementos, los estribos cerrados no deben, por lo tanto, estar hechos de pares de estribos en U traslapados.

C11.6.7.4- Al limitar la tensión de fluencia de diseño en la armadura por torsión a 420 MPa, se proporciona un control del ancho de la grieta diagonal.

C11.6.7.5- Es esencial que la armadura por torsión (y corte) se ancle adecuadamente en ambos extremos para que sea completamente efectiva en ambos lados de cualquier grieta potencial inclinada. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura, tal como lo dispone la sección 12.13.

Los estribos proporcionados para resistir torsión se deben anclar doblándose dentro del hormigón contenido en dichos estribos.<sup>11.19</sup> No obstante, la rama exterior de un estribo en una viga de borde puede extenderse dentro de la losa para su desarrollo, en vez de formar un gancho.

C11.6.7.6- La distancia  $(b_t+d)$  más allá del punto teóricamente requerido para la armadura por torsión, es mayor que las distancias comúnmente empleadas para la armadura por corte y por flexión. Esto es útil debido a que las

### 11.6.8- Límites para el espaciamiento de la armadura por torsión

11.6.8.1- El espaciamiento de los cercos cerrados no debe exceder de  $(x_1 + y_1)/4$  ni de 300 mm, el que sea menor.

11.6.8.2- El espaciamiento de las barras longitudinales, de diámetros no menores de 10 mm, distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados, no debe exceder de 300 mm. Debe colocarse por lo menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados.

### 11.6.9- Diseño de la armadura por torsión

11.6.9.1- Cuando el momento de torsión mayorado  $T_u$  excede al momento de torsión resistente  $\phi T_c$ , la armadura por torsión debe proporcionarse para satisfacer las ecuaciones (11-20) y (11-21), donde el momento de torsión resistente  $T_s$  debe calcularse por medio de:

$$T_s = \frac{A_t \alpha_t x_1 y_1 f_y}{s} \quad (11-23)$$

donde  $A_t$  es el área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia  $s$ , y  $\alpha_t = (2 + y_1/x_1)/3$ , pero no mayor que 1.50. Las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados  $A_t$ , deben proporcionarse de acuerdo con la sección 11.6.9.3.

11.6.9.2- Debe proporcionarse un área mínima de estribos cerrados según las disposiciones de la sección 11.5.5.5.

grietas de tracción diagonal por torsión se desarrollan en forma helicoidal.

### C11.6.8- Límites para el espaciamiento de la armadura por torsión

C11.6.8.1- El espaciamiento de los estribos debe limitarse a los valores indicados para asegurar el desarrollo de la resistencia máxima a la torsión de la viga, previniendo pérdidas excesivas de la rigidez a torsión después del agrietamiento y controlando el ancho de las grietas.

C11.6.8.2- Se requieren barras longitudinales en cada esquina de los estribos para proporcionar anclaje a las ramas de los estribos. Se ha encontrado que las barras colocadas en las esquinas también son muy efectivas para desarrollar la resistencia a torsión y para controlar las grietas.

### C11.6.9- Diseño de la armadura por torsión

El área de una rama de un estribo cerrado requerida para resistir la torsión  $A_t$  y su espaciamiento  $s$  se calcula por medio de:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u - \phi T_c)}{\phi f_y \alpha_t x_1 y_1}$$

En secciones T, los estribos cerrados pueden colocarse en el rectángulo mayor o en todos los rectángulos componentes.<sup>11.23</sup> En el primer caso el factor  $x_1 y_1$  en la ecuación (11-23) se refiere a las dimensiones de los estribos cerrados colocados en el rectángulo mayor. Si en todos los rectángulos componentes se colocan estribos cerrados, una limitada serie de ensayos de torsión pura demostró que se puede aplicar la ecuación (11-23) por separado a cada rectángulo componente,  $x$ ,  $y$ ,  $x_1$  e  $y_1$  para el rectángulo sujeto a consideración.

El ancho sobresaliente del ala empleado en el diseño, no debe exceder de 3 veces la altura del ala, y la dimensión correspondiente del estribo

**11.6.9.3-** El área requerida de barras longitudinales  $A_\ell$ , distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerados  $A_t$ , debe calcularse por medio de:

$$A_\ell = 2A_t \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (11-24)$$

o de:

$$A_\ell = \left[ \frac{2.8xs}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right) - 2A_t \right] \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (11-25)$$

el que sea mayor. El valor de  $A_\ell$ , calculado con la ecuación (11-25), no necesita exceder del obtenido al sustituir:

$$2A_t \text{ por } \frac{b_w s}{3f_y}$$

**11.6.9.4-** El momento de torsión resistente  $T_s$  no debe exceder de  $4T_c$ .

## 11.7- Corte por fricción

**11.7.1-** Las disposiciones de la sección 11.7 pueden aplicarse cuando es adecuado considerar

debe considerarse como el ancho menos el recubrimiento de hormigón medido al centro del estribo. El estribo en el ala debe anclarse en el alma asegurándolo firmemente.

**C11.6.9.3-** La ecuación (11-24) requiere que el volumen de armadura longitudinal sea igual al volumen de estribos cerrados requerido por la ecuación (11-23), a menos que se necesite una cantidad mayor de armadura longitudinal para satisfacer el requisito mínimo dado por la ecuación (11-25).

**C11.6.9.4-** La armadura por torsión debe diseñarse para alcanzar la tensión de fluencia antes del aplastamiento del hormigón. Los datos de ensayos<sup>11.22</sup> indican que, para torsión pura, el esfuerzo máximo de torsión debe limitarse a  $\sqrt{f'_c}$ . En el caso de vigas sujetas a una combinación de torsión, corte y flexión, se consideró razonable suponer una relación de interacción elíptica entre el esfuerzo máximo por corte y el esfuerzo máximo por torsión.

## C11.7- Corte por fricción

**C11.7.1-** Excepto por la sección 11.7, virtualmente todas las disposiciones respecto a

la transmisión del corte a través de un plano dado, tal como una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos hormigones colocados en diferentes fechas.

11.7.2- El diseño de secciones transversales sujetas a transferencia de corte, como las descritas en la sección 11.7.1, deben basarse en la ecuación (11-1), donde  $V_n$  se calcula de acuerdo con las disposiciones de la sección 11.7.3 ó de la 11.7.4.

11.7.3- Debe suponerse que se producirá una agrietamiento a lo largo del plano de corte considerado. El área requerida de armadura de corte por fricción  $A_{vf}$ , a través del plano de corte, debe diseñarse aplicando lo estipulado en la sección 11.7.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de corte concordante con los resultados de ensayos experimentales representativos.

11.7.3.1- Las disposiciones de las secciones 11.7.5 a la 11.7.10 deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de corte.

corte pretenden evitar las fallas por tracción diagonal, más bien que las fallas por transmisión del corte directo. El propósito de las disposiciones de la sección 11.7 es proporcionar métodos de diseño para condiciones en las que debe considerarse la transferencia de corte, como interfase entre hormigones vaciados en épocas diferentes, en una interfase entre hormigón y acero, en el diseño de detalles de armadura para estructuras prefabricadas de hormigón, así como en otras situaciones en las que se considera apropiado investigar la transferencia de corte a través de un plano en hormigón estructural (Véanse las referencias 11.23 y 11.24).

C11.7.3- El hormigón no agrietado es relativamente resistente al corte directo; sin embargo, siempre existe la posibilidad de que se forme una grieta en un sitio desfavorable. El procedimiento de diseño para la transferencia de corte, es suponer que se formará dicha grieta, para entonces proporcionar armadura a través de la grieta supuesta, que resista desplazamientos relativos a lo largo de la misma. Cuando el corte actúa a lo largo de una grieta ocurre un desplazamiento de una cara de la grieta con respecto a la otra. Cuando las caras de la grieta son ásperas e irregulares, este desplazamiento va acompañado por separación de las caras de las grietas. En condiciones últimas, esta separación es suficiente para llevar a la armadura que cruza la grieta hasta su punto de fluencia. La armadura proporciona una fuerza de abrazadera  $A_{vf}f_y$  a través de las caras de la grieta. El corte aplicado es entonces resistido por fricción entre las caras de la grieta, por resistencia al corte de protuberancias en las caras de la grieta y por traspaso a la armadura que cruza la grieta. La aplicación satisfactoria de la sección 11.7 depende de la selección adecuada de la ubicación de la grieta supuesta<sup>11.13, 11.23</sup>.

La relación entre la resistencia a la transferencia de corte y la armadura que cruza el plano de corte puede expresarse de varias maneras. Las ecuaciones (11-26) y (11-27) de la sección 11.7.4 están basadas en el modelo de corte por fricción. Esto da una predicción conservadora de la resistencia a la transferencia de corte. Otras relaciones que dan una estimación más aproximada de la resistencia a la transferencia de corte<sup>11.13, 11.25, 11.26</sup> pueden usarse bajo las disposiciones de la sección 11.7.3. Por ejemplo, cuando la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte  $V_n$  está dada por<sup>11.25, 11.26</sup>

$$V_n = 0.8 A_{vf} f_y + A_c K_1$$

donde  $A_c$  es el área de la sección de hormigón que resiste la transferencia de corte ( $\text{mm}^2$ ) y  $K_1=2.8$  MPa para hormigón de densidad normal, 1.5 MPa pro hormigón "liviano en todos sus componentes, y 1.7 MPa para hormigón "liviano con arena de peso normal". Estos valores de  $K_1$  se aplican tanto a hormigón moldeado monolíticamente como a hormigón vaciado sobre hormigón endurecido con una superficie áspera, como lo define la sección 11.7.9.

En esta ecuación, el primer término representa la contribución de la fricción a la resistencia por transferencia de corte (0.8 representa el coeficiente de fricción). El segundo término representa la suma de : (1) la resistencia al corte de protuberancias en las caras de la grieta, y (2) la acción de trabazón de la armadura.

Cuando de la armadura de corte por fricción está inclinado respecto al plano de corte, de manera que la fuerza de corte produce tracción en dicha armadura, la resistencia al corte,  $V_n$ , está dada por:

$$V_n = A_{vf} f_y (0.8 \text{sen} \alpha_f + \text{cos} \alpha_f) + A_c K_1 \text{sen}^2 \alpha_f$$

donde  $\alpha_f$  es el ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte (esto es,  $0 < \alpha < 90$  grados).

Cuando se emplea el método modificado de diseño de corte por fricción los términos  $(A_{vf}f_y / A_c)$  o  $(A_{vf}f_y \text{ sen } \alpha_f / A_c)$ , no deben ser menor que 1.5 MPa, para que las ecuaciones de diseño sean válidas.

#### 11.7.4- Método de diseño de corte por fricción

11.7.4.1- Cuando la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte  $V_n$  debe calcularse mediante:

$$V_n = A_v f_y \mu \quad (11-26)$$

donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción de acuerdo con la sección 11.7.4.3.

11.7.4.2- Cuando la armadura de corte por fricción está inclinada en relación con el plano de corte, de manera que el esfuerzo de corte produce tracción en la armadura de corte por fricción, la resistencia al corte  $V_n$  debe calcularse mediante

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (11-27)$$

donde  $\alpha_f$  es el ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte.

#### C11.7.4- Método de diseño de corte por fricción

C11.7.4.1- El área requerida de armadura por transferencia de corte  $A_{vf}$  se calcula por medio de:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

También debe observarse el límite superior especificado para resistencia al corte.

C11.7.4.2- Cuando la armadura de corte por fricción está inclinado respecto al plano de corte, de manera que la componente de la fuerza de corte, paralela la armadura tienda a producir tracción en armadura, como se muestra en la figura 11.7.4, parte del corte es resistido por la componente paralela al plano de corte de la fuerza de tracción en armadura<sup>11.25</sup>. La ecuación (11-27) debe usarse solamente cuando la componente de la fuerza de corte paralela a la armadura produce tensión en el refuerzo, tal como se muestran en la Fig. 11.7.4. Cuando  $\alpha_f$  es mayor de 90 grados, el movimiento relativo de las superficies tiende a comprimir la barra y la ecuación (11.27) no es válida.

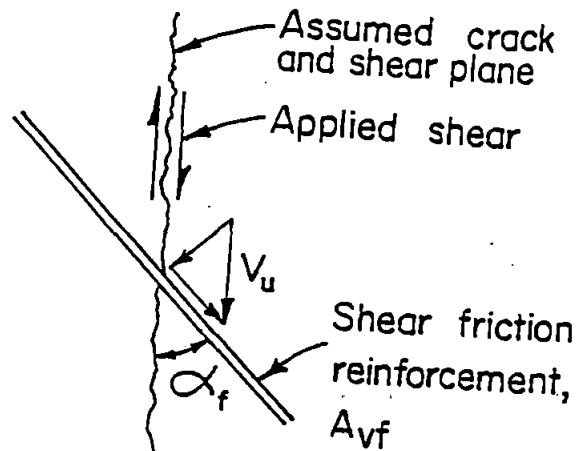


Fig. 11.7.4 Armadura de corte por fricción a cierto ángulo de la grieta supuesta.

11.7.4.3- El coeficiente de fricción  $\mu$  en la ecuación (11-26) y en la ecuación (11-27) debe ser:

Para hormigón colocado monolíticamente.....	1.4 $\lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie intencionalmente rugosa como se especifica en la sección 11.7.9.....	1.0 $\lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido no intencionalmente rugoso...	0.6 $\lambda$
Hormigón anclado a acero estructural laminado mediante pasadores con cabeza o mediante barras de refuerzo (véase la sección 11.7.10).....	0.7 $\lambda$

donde  $\lambda = 1.0$  para hormigón normal, 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal y 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes. Puede aplicarse interpolación lineal cuando se emplea sustitución parcial de arena.

11.7.5- La resistencia al corte  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $0.2f'_cA_c$  ni que  $5.5 A_c$  en Newton, donde  $A_c$  es el área de la sección de hormigón que resiste la transferencia de corte.

11.7.6- La tensión de fluencia de diseño de la armadura de corte por fricción no debe exceder de 420 MPa.

11.7.7- La tracción neta a través del plano de corte debe ser resistida mediante armadura adicional. La compresión neta permanente a través del plano de corte puede tomarse como aditiva de la fuerza en la armadura de corte por fricción  $A_{vf}f_y$ , al calcular el  $A_{vf}$  requerido.

C11.7.4.3- En el método de cálculo de corte por fricción se supone que toda la resistencia al corte se debe a la fricción entre las caras de la grieta. Es necesario, por lo tanto, emplear valores artificialmente elevados del coeficiente de fricción en las ecuaciones de corte por fricción, de manera que la resistencia al corte calculada concuerde con los resultados de los ensayos. En el caso de hormigón vaciado sobre hormigón endurecido no áspero de acuerdo con la sección 11.7.9, la resistencia al corte se debe principalmente a la acción de trabazón de la armadura, y las pruebas 11.27 indican que el valor reducido de  $\mu=0.6\lambda$  especificado para este caso es el apropiado.

El valor de  $\mu$  especificado para hormigón vaciado sobre acero estructural "laminado" se relaciona con el diseño de conexiones entre elementos de hormigón prefabricado, o entre elementos de acero estructural y elementos de hormigón estructural. La armadura de transferencia por corte pueden ser barras o conectores con cabeza, también es común la soldadura en terreno de placas de acero después del vaciado del hormigón. El diseño de conectores de corte para acción compuesta de losas de hormigón y vigas de acero no está cubierto por estas disposiciones, pero debe realizarse de acuerdo con la referencia 11.28.

C11.7.5- Este límite superior para la resistencia al corte se especifica porque las ecuaciones (11-26) y (11-27) se vuelven no conservadoras cuando  $V_n$  tiene un valor mayor.

C11.7.7- Cuando una fuerza resultante de tracción actúa a través de un plano de corte, debe proporcionarse armadura para soportar dicha tracción, además del proporcionado por transferencia de corte. La tracción puede ser causada por restricción de deformaciones debidas a cambios de temperatura, fluencia, lenta y retracción, etc. Las

fuerzas de tracción resultantes han causado fallas, particularmente en apoyos de vigas.

Cuando el momento actúa sobre un plano de corte, los esfuerzos de tracción por flexión y los esfuerzos de compresión por flexión están en equilibrio. No hay cambio en la compresión resultante  $A_v f_y$  que actúa a través del plano de corte: y no cambia la resistencia a la transferencia de corte. No es necesario, por lo tanto, proporcionar armadura adicional para resistir los esfuerzos de tracción por flexión, a menos que la armadura de tracción por flexión requerida exceda de la cantidad de armadura por transferencia de corte, proporcionada en la zona de tracción por flexión. Esto se ha demostrado experimentalmente<sup>11.29</sup>.

También se ha demostrado por medio de experimentos<sup>11.24</sup> que, cuando una fuerza de compresión resultante actúa a través de un plano de corte, la resistencia a la transferencia de corte es una función de la suma de la fuerza de compresión resultante y de la fuerza  $A_v f_y$  en la armadura de corte por fricción. En el diseño debe aprovecharse la existencia de una fuerza de compresión a través del plano de corte, para reducir la cantidad requerida de armadura de corte por fricción, sólo cuando se tenga la certeza absoluta de que la fuerza de compresión es permanente.

**11.7.8-** La armadura de corte por fricción debe colocarse apropiadamente a lo largo del plano de corte, y debe estar anclada para desarrollar la tensión de fluencia especificada en ambos lados mediante una longitud embebida en el hormigón, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales.

**C11.7.8-** Cuando ningún momento actúa a través del plano de corte, la armadura deberá estar distribuido de manera uniforme a lo largo del plano de corte, para minimizar los anchos de las grietas. Cuando un momento actúa a través del plano de corte, se recomienda distribuir la armadura por transferencia de corte de manera que la mayor parte quede en la zona de tracción por flexión.

Puesto que la armadura de corte por fricción actúa en tracción, debe tener anclaje de tracción completo en ambos lados del plano de corte. Además, el anclaje de la armadura de corte por fricción debe enlazarse con la armadura primaria, de lo contrario puede presentarse una grieta



11.7.9- Para los fines de la sección 11.7, cuando se hormigona sobre hormigón previamente endurecido, la interface para la transferencia de corte debe estar limpia y libre de lechada. Cuando  $\mu$  se asume igual a  $1.0\lambda$ , la interface debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 5 mm.

11.7.10- Cuando el corte se transfiere entre acero laminado y hormigón empleando pasadores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y libre de pintura.

### 11.8- Disposiciones especiales para elementos de gran altura sujetos a flexión

11.8.1- Las disposiciones de la sección 11.8 deben ser aplicadas a elementos con  $\ell_n/d$  menor que 5 y que estén cargados en una de sus caras y soportados en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de comprensión entre las cargas y los apoyos. Véase también la sección 12.10.6.

11.8.2- El diseño por corte de elementos simplemente apoyados de gran altura, sujetos a flexión, debe basarse en las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte  $V_c$  debe cumplir con lo dispuesto en las secciones 11.8.6 u 11.8.7 y la resistencia al corte  $V_s$  debe cumplir con lo señalado en la sección 11.8.8.

potencial entre la armadura de corte por fricción y el cuerpo del hormigón. Este requisito se aplica particularmente a pernos con cabezas soldados, que se emplean con insertos de acero para conexiones en hormigón prefabricados y vaciados en obra. El anclaje puede desarrollarse por adherencia, por anclaje mecánico soldado, o mediante fijadores roscados e insertos de tornillos. Las limitaciones de espacio a veces requieren anclaje mecánico soldado. Para el anclaje de pernos con cabezas en hormigón, véase la referencia 11.13.

### C11.8- Disposiciones especiales para elementos de gran altura sujetos a flexión

C11.8.1- El comportamiento de una viga de gran altura se discute en las Referencias 11.5 y 11.30. Para vigas de gran altura normales que soportan cargas gravitacionales, esta sección se aplicará si las cargas son aplicadas en la parte superior de la viga y ésta se apoya en su cara inferior. Si las cargas se aplican a los lados o por la parte inferior de cualquier elemento, el diseño por corte deberá ser igual que para vigas ordinarias.

La armadura longitudinal en elementos de gran altura sujetos a flexión deberá prolongarse a los apoyos y anclarse adecuadamente por medio de una longitud embebida, ganchos, o soldadura a

**11.8.3-** El diseño por corte de elementos continuos de gran altura, sujetos a flexión, debe estar basado en lo señalado en las secciones 11.1 a 11.5 con 11.8.5. en remplazo de 11.1.3, o en métodos que satisfagan los requisitos de resistencia y equilibrio. En ambos casos, el diseño debe también satisfacer lo dispuesto en las secciones 11.8.4, 11.8.9 y 11.8.10.

**11.8.4-** La resistencia al corte  $V_n$  para elementos de gran altura sujetos a flexión, no debe ser mayor que  $(2\sqrt{f'_c}/3)b_w d$  cuando  $\ell_n/d$  sea menor que 2. Cuando  $\ell_n/d$  se encuentre entre 2 y 5:

$$V_n = \frac{1}{18} \left( 10 + \frac{\ell_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-28)$$

**11.8.5-** La sección crítica para el corte medida desde la cara del apoyo debe considerarse a una distancia de  $0.15\ell_n$  para vigas cargadas uniformemente y a  $0.50a$  para vigas con cargas concentradas, pero no mayor de  $d$ .

**11.8.6-** A menos que se efectúe un cálculo más detallado, de acuerdo con la sec. 11.8.7:

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-29)$$

**11.8.7-** La resistencia al corte  $V_c$  puede determinarse mediante:

$$V_c = \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left[ \left( \sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \div 7 \right] b_w d \quad (11-30)$$

excepto que el término:

dispositivos especiales. No se recomiendan barras diagonales.

**C11.8.3-** En una viga continua, la sección crítica para corte definida en la sección 11.8.5 ocurre en un punto donde  $M_u$  se aproximan a cero. Como resultado, el segundo término en la ecuación (11-30) llega a ser muy grande. Por esta razón, la sección 11.8.3 exige que las vigas continuas de gran altura sean diseñadas por corte de acuerdo con los procedimientos regulares de diseño de vigas, excepto que se usa el punto 11.8.5 en vez del punto 11.1.3 para definir la sección crítica. Para vigas cargadas uniformemente, el punto 11.1.3 permite diseñar para el corte a una distancia  $d$  desde el apoyo. Este frecuentemente se aproxima a cero en vigas altas.

Como alternativa al diseño normal de vigas, se permiten métodos de diseño que satisfagan las condiciones de equilibrio y resistencia. Tales métodos se presentan en las Referencias 11.30 y 11.31.

**C11.8.7-** A medida que disminuye la relación luz/altura de un elemento sin armadura en el alma, su resistencia al corte aumenta por sobre el corte que provoca el agrietamiento diagonal de tracción. Así, en la ecuación (11-30) se supone que el agrietamiento diagonal se presenta con la misma resistencia al corte que para las vigas comunes, pero el corte soportado por el hormigón será mayor que el corte que provoca el agrietamiento diagonal.

$$\left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right)$$

no debe exceder de 2.5 y  $V_c$  no debe considerarse mayor que  $(\sqrt{f'_c}/2)b_w d$ .  $M_u$  es el momento mayorado que se presenta simultáneamente con  $V_u$  en la sección crítica descrita en la sec. 11.8.5.

**11.8.8-** Cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  excede a la resistencia al corte  $\phi V_c$ , debe proporcionarse armadura por corte para satisfacer las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte  $V_s$  debe calcularse por medio de:

$$V_s = \left[ \frac{A_v}{s} \left( \frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left( \frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-31)$$

donde  $A_v$  es el área de armadura por corte perpendicular a la armadura de tracción por flexión dentro de una distancia  $s$ , y  $A_{vh}$  es el área de armadura por corte paralela a la armadura por flexión dentro de una distancia  $s_2$ .

**11.8.9-** El área de armadura por corte  $A_v$  no debe ser menor que  $0.0015b_w s$ , y  $s$  no debe exceder de  $d/3$  ni de 500 mm.

**11.8.10-** El área de armadura horizontal por corte,  $A_{vh}$ , no debe ser menor que  $0.0025b_w s_2$ , y  $s_2$  no debe exceder de  $d/3$  ni de 500 mm.

**11.8.11-** La armadura por corte requerida en la sección crítica definida en 11.8.5 debe emplearse en toda la longitud de la luz.

Los proyectistas deben observar que el corte que excede del corte que provoca el agrietamiento diagonal puede provocar un agrietamiento de un ancho no visible, a menos que se proporcione armadura por corte.

**C11.8.8-** La inclinación del agrietamiento diagonal puede ser mayor de  $45^\circ$ ; por consiguiente, en elemento de gran altura sujetos a flexión se requiere tanto la armadura por corte horizontal como vertical<sup>11.32</sup>. Las cantidades relativas de refuerzo por corte horizontal y vertical que se han obtenido con la ecuación (11-31), pueden variar en tanto se observen los límites de cantidad y espaciamiento mínimos.

Debe prestarse especial atención al adecuado anclaje de la armadura a por corte. La armadura horizontal en el alma debe extenderse hasta el apoyo y anclaje en la misma forma que la armadura por tracción.

**C11.8.11-** Con base en el análisis efectuado en las secciones críticas especificadas en la sección 11.8.5, se puede determinar si el elemento requiere o no armadura por corte, en el primer caso es preciso que se utilice en toda la longitud del vano.

## 11.9- Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas

## C11.9- Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas

Las ménsulas y cartelas son voladizos que tienen relaciones razones luz de corte a altura no mayores que la unidad, que tienden a actuar como enrejados simples o vigas de gran altura más que como elemento a flexión diseñados por corte de acuerdo a la sección 11.3.

La cartela que se muestra en la figura 11.9.1 puede fallar por corte a lo largo de la interfase de la columna y la cartela, por fluencia de la amarra de tracción, por aplastamiento o separación del "puntal" de compresión, o por falla localizada de aplastamiento o de corte bajo la placa de carga. Estos modos de falla se ilustran y examinan con mayor detalle en la referencia 11.1. La notación empleada en la sección 11.9 se ilustra en la figura 11.9.2.

**C11.9.1-** Se especifica un límite superior a la unidad para  $a/d$  se especifica por dos razones. Primero, para razones luz de corte a altura que exceden de la unidad, las grietas diagonales de tracción están menos inclinadas y no es apropiado el empleo solamente de estribos horizontales como lo especifica la sección 11.9.4. Segunda, el método especificado de diseño ha sido validado experimentalmente sólo para  $a/d$  igual a la unidad o menos. Se especifica un límite superior para  $N_{uc}$  ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para  $N_{uc}$  menor o igual a  $V_u$ , incluyendo  $N_{uc}$  igual a cero.

**11.9.1-** Las disposiciones de la sección 11.9 deben aplicarse a ménsulas y cartelas con una razón luz de corte/altura,  $a/d$ , no mayor que la unidad y sujetas a un esfuerzo horizontal de tracción  $N_{uc}$  no mayor que  $V_u$ . La distancia  $d$  debe medirse en la cara del apoyo.

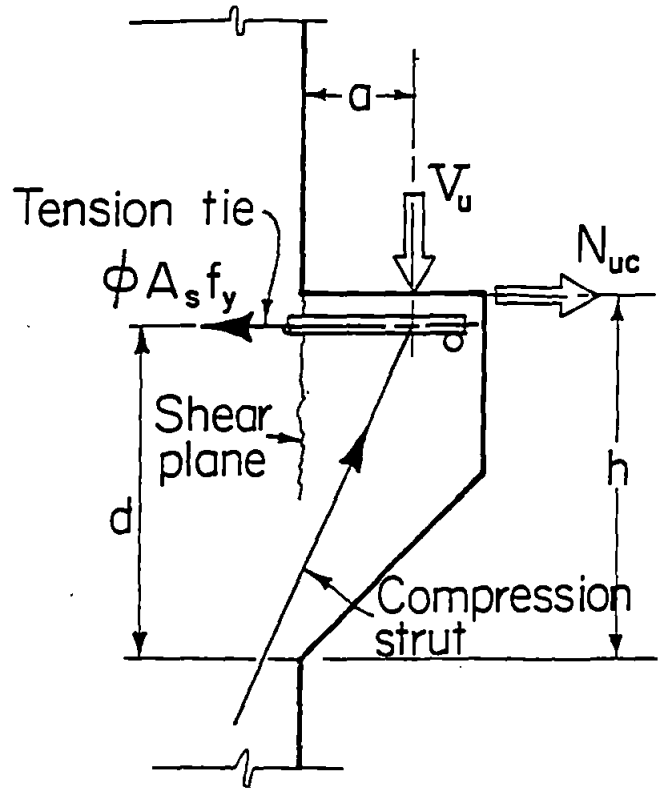


Fig. 11.9.1 Acción estructural de una cartela.

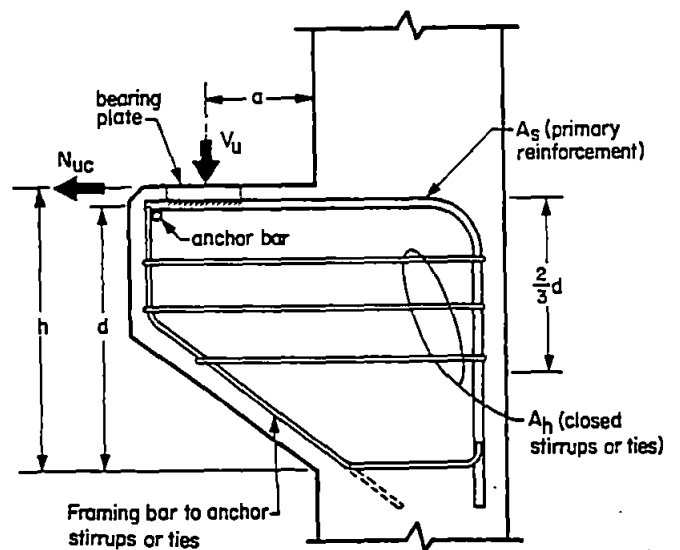


Fig. 11.9.2 Notación empleada en la sección 11.9

11.9.2- La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de  $0.5d$ .

C11.9.2- Se especifica una altura mínima en el borde exterior del área de apoyo para evitar la ocurrencia de una falla prematura, debido a una grieta importante de tracción diagonal que se

**11.9.3-** La sección en la cara del apoyo debe estar diseñada para resistir simultáneamente un esfuerzo de corte  $V_u$ , un momento  $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$  y un esfuerzo de tracción horizontal  $N_{uc}$ .

**11.9.3.1-** En todos los cálculos de diseño de acuerdo con la sección 11.9, el factor de reducción de resistencia  $\phi$  debe tomarse igual a 0.85.

**11.9.3.2-** El diseño de la armadura de corte por fricción  $A_{vf}$  para resistir el esfuerzo de corte  $V_u$ , debe cumplir con lo especificado en la sección 11.7.

**11.9.3.2.1-** Para hormigón de densidad normal, la resistencia al corte  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $0.2f'_c b_w d$ , ni de  $5.5b_w d$  en Newton.

**11.9.3.2.2-** Para el hormigón liviano en todos sus componentes u hormigón liviano con arena de peso normal, la resistencia al corte  $V_n$  no debe tomarse mayor de  $(0.2 - 0.07 a/d)f'_c b_w d$  ni de  $(5.5 - 1.9 a/d)b_w d$  en Newton.

**11.9.3.3-** La armadura  $A_f$  para resistir el momento  $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$  debe calcularse de acuerdo con las secciones 10.2 y 10.3.

**11.9.3.4-** La armadura  $A_n$  para resistir el refuerzo de tracción  $N_{uc}$  debe determinarse de  $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ . El esfuerzo de tracción  $N_{uc}$  no debe tomarse menor que  $0.2V_u$ , a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar los esfuerzos de tracción. El esfuerzo de tracción  $N_{uc}$  debe considerarse como una sobrecarga aún

propaga desde debajo del área de apoyo hacia la cara exterior inclinada de la cartela o de la ménsula. Se han observado fallas prematuras de este tipo<sup>11.33</sup> en cartelas con alturas en el borde exterior del área de apoyo, menores que las especificadas en esta sección del código.

**C11.9.3.1-** El comportamiento de cartelas y ménsulas lo controla principalmente el corte; por lo tanto, para todas las condiciones de diseño se especifica un solo valor de  $\phi=0.85$ .

**C11.9.3.2.2-** Los ensayos<sup>11.34</sup> han demostrado que la resistencia máxima al corte de ménsulas o cartelas hechas de hormigón liviano es un función tanto de  $f'_c$  como de  $a/d$ . No se dispone de datos para cartelas o ménsulas hechas de hormigón liviano con arena de peso normal. Como resultado, se han aplicado las mismas limitaciones en ménsulas y cartelas tanto de hormigón liviano en todos sus componentes como en hormigón liviano con arena de peso normal.

**C11.9.3.3-** La armadura requerida para resistir momentos puede calcularse aplicando la teoría ordinaria de flexión. El momento mayorado se calcula sumando momentos alrededor de la armadura de flexión en la cara del apoyo.

**C11.9.3.4-** Debido a que la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan sobre cartelas o ménsulas usualmente no puede determinarse con mucha precisión, se especifica que  $N_{uc}$  debe considerarse como sobrecarga.

cuando la tracción resulte de fluencia lenta, retracción, o cambio de temperatura.

11.9.3.5- El área de la armadura de tracción primaria  $A_s$ , debe hacerse igual al mayor valor entre  $(A_f + A_n)$  y  $(2A_{vf}/3 + A_n)$ .

C11.9.3.5- Los ensayos<sup>11.34</sup> indican que la cantidad total de armadura ( $A_s + A_h$ ) que debe cruzar la cara del apoyo, debe ser la que sea mayor entre:

(a) La suma de  $A_{vf}$  calculada de acuerdo con la sección 11.9.3.2 y de  $A_n$  calculada de acuerdo con la sección 11.9.3.4, o

(b) La suma de  $3/2 (A_f)$  calculada de acuerdo con la sección 11.9.3.3 y  $A_n$  calculada de acuerdo con la sección 11.9.3.4.

Cuando controla (a), se requiere una  $A_s (2A_{vf}/3 + A_n)$  como armadura principal de tracción, y el restante  $A_{vf}/3$  debe suministrarse como estribos cerrados paralelos a  $A_s$  distribuidos dentro de  $(2/3)d$ , adyacente a  $A_s$ . La sección 11.9.4 satisface estos requerimientos para  $A_h = 0.5(2A_{vf}/3)$ .

Cuando (b) controla, se requiere una  $A_s = (A_f + A_n)$  como principal armadura principal de tracción, y el restante  $A_f/2$  debe suministrarse como estribos cerrados paralelos a  $A_s$  y distribuido dentro de  $(2/3)d$ , adyacente a  $A_s$ . Nuevamente 11.9.4 satisface estos requerimientos.

11.9.4- Deben distribuirse uniformemente dentro de dos tercios de la altura efectiva adyacente a  $A_s$ , estribos cerrados o amarras paralelas a  $A_s$ , con un área total  $A_h$  no menor que  $0.5(A_s - A_n)$ .

C11.9.4- Los estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción se necesitan para evitar falla prematura de tracción diagonal de la cartela ó ménsula. El área requerida de estribos cerrados  $A_h = 0.5(A_s - A_n)$  automáticamente proporciona las cantidades apropiadas, como se examina en la sección 11.9.3.5.

11.9.5- La cuantía  $\rho = A_s/bd$  no debe ser menor que  $0.04(f'_c/f_y)$ .

C11.9.5- Se especifica una cantidad mínima de armadura para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso de que la ménsula o la cartela se agriete bajo la acción del momento de flexión y la fuerza externa de tracción  $N_{uc}$ .

11.9.6- En la cara frontal de una ménsula o cartela, la armadura principal de tracción primaria  $A_s$  debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes: (a) Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro; la soldadura debe diseñarse para desarrollar la tensión de fluencia especificada  $f_y$  de las barras  $A_s$ . (b) Mediante doblado de barras de tracción primaria  $A_s$  para formar un lazo horizontal o, (c) Mediante algún otro medio de anclaje efectivo.

C11.9.6- Puesto que la componente horizontal del "puntal" inclinado de compresión de hormigón (véase la figura 11.9.1) es transferido a la armadura principal de tracción en la ubicación de la carga vertical, la armadura  $A_s$  es solicitada esencialmente de manera uniforme desde la cara del apoyo hasta el punto donde se aplica la carga vertical. Debe, por lo tanto, estar anclada en su extremo exterior y en la columna de apoyo, de manera que sea capaz de desarrollar su tensión de fluencia desde la cara del apoyo hasta la carga vertical. Puede obtenerse un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras  $A_s$  en un aro horizontal como se especifica en (b) o soldando una barra de diámetro igual, o un ángulo de tamaño adecuado a través de los extremos de las barras  $A_s$ . Las soldaduras deben estar diseñadas para desarrollar la resistencia a la fluencia de la armadura. El detalle de la soldadura empleada exitosamente en los ensayos de cartelas, mencionadas en la referencia 11.34, se muestra en la Fig. 11.9.6. La armadura  $A_s$  debe estar anclado dentro de la columna de apoyo de acuerdo con los requisitos del capítulo 12. Véase el examen adicional sobre anclaje terminal en la sección de Comentarios 12.10.6.

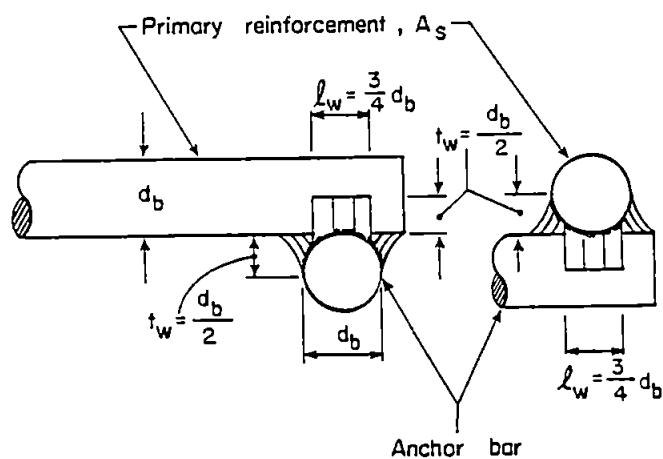


Fig. 11.9.6 Detalle de soldadura empleada los ensayos de la referencia 11.34.



11.9.7- El área de apoyo de la carga sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras de tracción primaria  $A_s$ , ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).

## 11.10- Disposiciones especiales para muros

11.10.1- El diseño por esfuerzos de corte perpendiculares a la cara del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de la sección 11.12. El diseño por esfuerzos de corte horizontal en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de las secciones 11.10.2 a 11.10.8.

11.10.2- El diseño de la sección horizontal por corte en el plano del muro debe estar basado en las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte  $V_c$  debe estar de acuerdo con las secciones 11.10.5 u 11.10.6, y la resistencia al corte  $V_s$  debe cumplir con lo estipulado en la sección 11.10.9.

11.10.3- La resistencia al corte  $V_n$  en cualquier sección horizontal para corte en el plano del muro no debe considerarse mayor que  $(5\sqrt{f'_c}/6)hd$ .

11.10.4- Para el diseño por esfuerzo de corte horizontal en el plano del muro,  $d$  debe considerarse igual a  $0.8\ell_w$ . Se puede utilizar un valor mayor de  $d$ , igual a la distancia de la fibra extrema en compresión a la resultante de las fuerzas de toda la armadura en tracción, cuando la ubicación de la resultante se determina por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

11.10.5- A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con la sección 11.10.6, la resistencia al corte  $V_c$  no se debe considerar mayor que  $(\sqrt{f'_c}/6)hd$  para muros sujetos a  $N_u$  en

C11.9.7- La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la tensión de fluencia de la armadura  $A_s$ , cerca de la carga. Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas horizontales, la placa de apoyo debe estar soldada a la armadura de tracción  $A_s$ .

## C11 10-Disposiciones especiales para muros

C11.10.1- El corte en el plano del muro es importante principalmente para muros de corte con una razón pequeña altura/longitud. El diseño de muros altos, en particular de aquéllos que tienen armadura uniformemente distribuida, quizá estará probablemente regido por consideraciones de flexión.

C11.10.3- Aunque la razón ancho/altura de los muros de corte es menor que la de las vigas comunes, los ensayos<sup>11.35</sup> efectuados en muros de corte con un espesor igual a  $\ell_w/25$  han indicado que pueden obtenerse esfuerzos de corte últimos sobre  $0.83\sqrt{f'_c}$ .

C11.10.5 y C11.10.6- Las ecuaciones (11-32) y (11-33) pueden usarse para determinar la resistencia al agrietamiento inclinado en cualquier sección a través de un muro de corte. La ecuación (11-32) corresponde a la existencia de un esfuerzo

compresión, ni  $V_c$  debe considerarse mayor que el valor dado en la sección 11.3.2.3 para muros sujetos a  $N_u$  en tracción.

**11.10.6-** La resistencia al corte  $V_c$  puede calcularse por medio de las ecuaciones (11-32) y (11-33), donde  $V_c$  debe ser el menor de los ecuaciones (11-32) o (11-33).

$$V_c = (\sqrt{f'_c}/4)hd + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (11-32)$$

ó

$$V_c = \left\{ \left[ \sqrt{f'_c}/2 + \frac{\ell_w \left( \sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] \div 10 \right\} hd \quad (11-33)$$

donde  $N_u$  es negativo para tracción. Cuando  $(M_u/V_u - \ell_w/2)$  es negativo, no se debe aplicar la ecuación (11-33).

**11.10.7-** Las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia  $\ell_w/2$  ó  $1/2$  de la altura del muro, la que sea menor, pueden diseñarse para el mismo  $V_c$  calculado para una distancia  $\ell_w/2$  ó  $1/2$  de altura.

**11.10.8-** Cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  sea menor que  $\phi V_c/2$ , la armadura debe proporcionarse según lo estipulado en la sección 11.10.9. ó en el capítulo 14. Cuando  $V_u$  sea mayor que  $\phi V_c/2$ , la armadura del muro para resistir el corte debe proporcionarse según lo estipulado en la sección 11.10.9.

#### 11.10.9- Diseño de la armadura por corte para muros.

**11.10.9.1-** Cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  exceda la resistencia por corte  $\phi V_c$ , la armadura por corte horizontal debe

principal de tracción de aproximadamente  $\sqrt{f'_c}/3$  en el centroide de la sección transversal del muro de corte. La ecuación (11-33) corresponde aproximadamente a la existencia de un esfuerzo de tracción por flexión de  $\sqrt{f'_c}/2$  en una sección  $\ell_w/2$  arriba de la sección que se investiga. Como la expresión:

$$\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \right)$$

disminuye, la ecuación (11-32) controlará antes de que esta expresión llegue a ser negativa. Cuando este término llega a ser negativo se debe usar la ecuación (11-32).

**C11.10.7-** Los valores de  $V_c$  calculados con las ecuaciones (11-32) y (11-33) en una sección localizada a una distancia  $\ell_w/2$  o  $h_w/2$  (la que sea menor) arriba de la base se aplica a esa y a todas las secciones entre esta sección y la base. Sin embargo, el esfuerzo de corte mayorado máximo  $V_u$  en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitado a  $\phi V_n$  de acuerdo con la sección 11.10.3.

#### C11.10.9- Diseño de la armadura por corte para muros

Para todo muro se requiere armadura por corte, tanto vertical como horizontal. Para muros bajos, los datos de ensayos<sup>11.36</sup> indican que la armadura

proporcionarse para satisfacer las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte  $V_s$  se debe calcular por medio de:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (11-34)$$

donde  $A_v$  es el área de armadura por corte horizontal dentro de una distancia  $s_2$ , y la distancia  $d$  está de acuerdo con la sección 11.10.4. La armadura por corte vertical debe proporcionarse de acuerdo con la sección 11.10.9.4.

**11.10.9.2-** La cuantía  $\rho_h$ , razón entre la armadura por corte horizontal y el área de la sección vertical total de hormigón, no debe ser menor que 0.0025.

**11.10.9.3-** El espaciamiento de la armadura por corte horizontal  $s_2$  no debe exceder de  $\ell_w/5$ ,  $3h$ , ni de 500 mm.

**11.10.9.4-** La cuantía  $\rho_v$ , razón entre la armadura por corte vertical en relación al área de la sección horizontal total de hormigón, no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (11-35)$$

ni menor que 0.0025, pero no necesita ser mayor que la armadura por corte horizontal requerida.

**11.10.9.5** El espaciamiento de la armadura por corte vertical,  $s_1$  no debe exceder de  $\ell_w/3$ ,  $3h$ , ni de 500 mm.

## 11.11-Transmisión de momentos a columnas

**11.11.1-** Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en las conexiones de los

por corte horizontal se vuelve menos efectiva, haciéndose más efectiva la armadura vertical. La ecuación (11-35) reconoce este cambio de efectividad de la armadura horizontal versus la vertical; cuando  $h_w/\ell_w$  es menor que 0.5 la cantidad de refuerzo vertical es igual a la cantidad de refuerzo horizontal. Cuando  $h_w/\ell_w$  es mayor que 2.5, sólo se requiere una cantidad mínima de armadura vertical ( $0.0025 s_1 h$ ).

La ecuación (11.34) se presenta en términos de resistencia al corte  $V_s$  proporcionada por la armadura horizontal por corte para su aplicación directa en las ecuaciones (11-1) y (11-2).

La armadura vertical por corte también debe proporcionarse de acuerdo con la sección 11.10.9.4 dentro de las limitaciones para el espaciamiento de la sección 11.10.9.5.

## C11.11 Transmisión de momentos a columnas

**C11.11.1-** Los ensayos<sup>11.37</sup> han demostrado que la zona de unión de una conexión viga-columna en el interior de un edificio no necesita armadura por

elementos del marco a las columnas, el corte que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño de la armadura transversal de las columnas.

11.11.2- Excepto para las conexiones que no forman parte de un sistema primario resistente a la carga sísmica y que están restringidas en cuatro lados por vigas o losa de altura aproximadamente igual, las conexiones debe tener armadura transversal no menor a la requerida por la ecuación (11-14) dentro de la columna a una profundidad no menor que la que tenga la conexión más alta de los elementos del marco a las columnas. Ver también la sección 7.9.

## 11.12- Disposiciones especiales para losas y zapatas

11.12.1- La resistencia al corte de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

11.12.1.1- Comportamiento como viga en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse se extienden en un plano a través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con las secciones 11.1 a la 11.5.

11.12.1.2- Comportamiento en dos direcciones en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse deben estar localizadas de modo que su perímetro  $b_o$  es un mínimo, pero no necesita aproximarse más cerca de  $d/2$  de:

- (a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, ó

corte si dicha unión se confina en los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente igual. Sin embargo, las uniones sin confinamiento lateral, tales como las existentes en el exterior de los edificios, necesitan armadura por corte para prevenir el deterioro debido al agrietamiento por corte, 11.38.

En las zonas en que pueden ocurrir sismos intensos es necesario que las uniones resistan varias inversiones de carga que puedan desarrollar la capacidad de flexión de las vigas adyacentes. Véase el capítulo 21 para consultar las disposiciones especiales para el diseño sísmico.

## C11.12- Disposiciones especiales para losas y zapatas

C11.12.1- Es necesario diferenciar entre una losa larga y angosta de una zapata que actúe como viga, y una losa o zapata sujeta a esfuerzos en dos direcciones cuando la falla pueda ocurrir por "punzonamiento" a lo largo de una pirámide o cono truncado alrededor de una carga concentrada o zona de reacción.

C11.12.1.2- La sección crítica para el corte en losas en dos direcciones sujetas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona de carga.<sup>11.3</sup> El esfuerzo de corte que actúa en esta sección para las cargas mayoradas es una función de  $\sqrt{f'_c}$ , y de la razón de la dimensión lateral de la columna al espesor efectivo de la losa. Una ecuación de diseño mucho más simple resulta suponiendo una sección seudocrítica, localizada en una distancia  $d/2$  a partir de la periferia de la carga concentrada. Cuando esto se hace, la resistencia al corte es,

(b) los cambios en la altura de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe estar de acuerdo con las secciones 11.12.2 a la 11.12.6.

**11.12.1.3-** Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas, o áreas de reacción, las secciones críticas pueden tener cuatro lados rectos.

**11.12.2-** El diseño de una losa ó una zapata con comportamiento en dos direcciones está basado en las ecuaciones (11-1) y (11-2).  $V_c$  debe ser calculado de acuerdo con las secciones 11.12.2.1, 11.12.2.2, u 11.12.3.1.  $V_s$  debe ser calculado de acuerdo con la sección 11.12.3. Para losas con conectores de corte,  $V_n$  debe estar de acuerdo con la sección 11.12.4. Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe aplicarse la sección 11.12.6.

**11.12.2.1-** Para losas y zapatas no pretensadas,  $V_c$  debe ser el menor de:

$$(a) \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d / 6 \quad (11-36)$$

donde  $\beta_c$  es la razón del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción,

$$(b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d / 12 \quad (11-37)$$

donde  $\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, y

$$(c) \quad V_c = \sqrt{f'_c} b_o d / 3 \quad (11-38)$$

entonces, independiente de la razón entre el tamaño de la columna y el espesor de la losa. Para columnas rectangulares, esta sección crítica originalmente se definió por líneas paralelas y a una distancia  $d/2$  de los bordes de área de carga. La sección 11.12.1.3 permite el uso de una sección crítica rectangular.

Para losas de espesor uniforme es suficiente verificar el corte en una sección. Para losas con cambios en el espesor, como sucede por ejemplo en los bordes de ábacos, es necesario verificar el corte en varias secciones.

Para las columnas de borde, en donde la losa se extienda en voladizo más allá de la columna, el perímetro crítico será o bien de tres o bien de cuatro lados.

**C11.12.2.1-** Para columnas cuadradas, el esfuerzo por corte debido a las cargas últimas en losas sujetas a flexión en dos direcciones está limitado a  $\sqrt{f'_c}/3$ . No obstante, los ensayos<sup>11.39</sup> han indicado que el valor de  $\sqrt{f'_c}/3$  no es conservador cuando la relación  $\beta_c$  de las longitudes de los lados largo y corto de una columna rectangular o de un área cargada, es mayor que 2.0. En tales casos, el esfuerzo real por corte en la sección crítica en la falla de corte por punzonamiento varía desde un máximo de aproximadamente  $\sqrt{f'_c}/3$  alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta  $\sqrt{f'_c}/6$  o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Otros ensayos<sup>11.40</sup> indican que  $V_c$  disminuye a medida que se incrementa la relación  $b_o/d$ . Las ecuaciones (11-36) y (11-37) fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos. Las palabras "interior, de borde, o de esquina" en la sección 11.12.2.1 (b) se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

11.12.2.2- En columnas de losas y zapatas pretensadas en dos direcciones que cumplan con los requisitos de la sección 18.9.3

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_o d + V_p \quad (11-39)$$

donde  $\beta_p$  es el menor entre 0.29 y  $(\alpha_s d/b_o + 1.5)/12$ ,  $\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina,  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica definido en la sección 11.12.1.2,  $f_{pc}$  es el valor promedio de  $f_{pc}$  para las dos direcciones, y  $V_p$  es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado que cruzan la sección crítica.  $V_c$  puede calcularse con la ecuación (11-39) si se satisface lo siguiente; si no es así, se debe aplicar la sección 11.12.2.1:

(a) ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa, y

(b)  $f'_c$  en la ecuación (11-39) no debe tomarse mayor que 35 MPa y

(c)  $f_{pc}$  en cada dirección no debe ser menor que 0.9 MPa, ni tomarse mayor que 3.5 MPa.

Para formas distintas de las rectangulares,  $\beta_c$  se toma como la relación de la dimensión total más larga del área cargada efectiva a la dimensión total perpendicular más del área cargada efectiva, tal como se ilustra para una área de reacción en forma de "L" en la Fig. 11.2.2. El área cargada efectiva es aquella que encierra totalmente el área real, y para la cual el perímetro es mínimo.

C11.12.2.2- Para losas y zapatas pretensadas en dos direcciones, se especifica una forma modificada de las ecuaciones (11-36) y (11-37) del código para resistencias al corte. Las investigaciones 11.41, 11.42 indican que la resistencia al corte de losas pretensadas en dos direcciones alrededor de columnas interiores puede predecirse conservadoramente por la ecuación (11-39).  $V_c$  de la ecuación (11-37) corresponde a una falla por tracción diagonal del hormigón que se inicia en la sección crítica definida en 11.12.1.2. El modo de la falla difiere de una falla de corte por punzonamiento de la zona de compresión del hormigón alrededor del perímetro del área cargada pronosticada por la ecuación (11-36). Consecuentemente, el término  $\beta_c$  no entra en la sección (11-39). Los valores de diseño para  $f'_c$  y  $f_{pc}$  están restringidos debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular  $f_{pc}$ , debe tomarse en cuenta la pérdida de pretensado debida a restricciones de la losa por muros de corte y otros elementos estructurales.

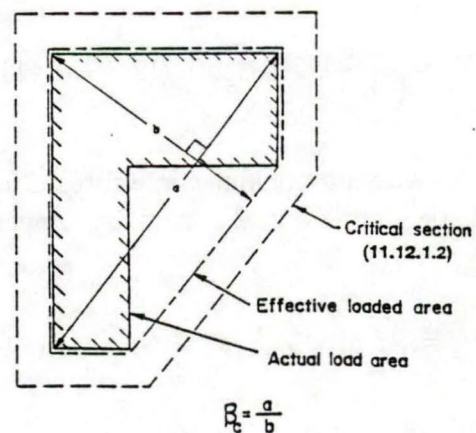


Fig. 11.12.2 Valores de  $\beta_c$  para un área de carga no rectangular.

En una losa pretensada con tendones distribuidos, el término  $V_p$  en la ecuación (11-39) contribuye sólo en una pequeña medida a la resistencia al corte; por lo tanto, puede tomarse conservadoramente como cero. Si  $V_p$  es incluido, debe especificarse el perfil de los tendones supuesto en los cálculos.

Para un apoyo de columna exterior donde la distancia desde el exterior de la columna al borde de la losa es menor que cuatro veces el espesor de la losa, el pretensado no es completamente efectivo alrededor del perímetro total  $b_o$  de la sección crítica. Por lo tanto, la resistencia al corte en este caso se toma conservadoramente igual que para una losa no pretensada.

11.12.3- La armadura de corte consistente en barras o alambres puede emplearse en losas y zapatas de acuerdo con lo siguiente:

11.12.3.1-  $V_n$  debe calcularse por la ecuación (11-2), donde  $V_c$  no debe tomarse mayor que  $\sqrt{f'_c} b_o d / 6$ , y el área requerida de armadura por corte  $A_v$  y  $V_s$  debe calcularse de acuerdo con la sección 11.5, y debe anclarse de acuerdo con la sección 12.13.

11.12.3.2-  $V_n$  no debe considerarse mayor que  $0.5\sqrt{f'_c} b_o d$ .

C11.12.3- La investigación ha demostrado que la armadura por corte que consiste de barras o alambres puede usarse en losas a condición de que la armadura esté bien anclada. El detalle del anclaje usado en los ensayos se muestra en la Fig. 11.12.3 (a). Los anclajes de estribos de acuerdo con los requisitos de la sección 12.13 pueden ser difíciles en losas de altura menor de 25 cm. Para tales losas delgadas, sólo deberán usarse estribos si son cerrados y encierran una barra longitudinal en cada esquina. Se ha usado exitosamente armadura por corte que consiste de barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por medio de una placa o cabezal capaz de desarrollar la tensión de fluencia de las barras.

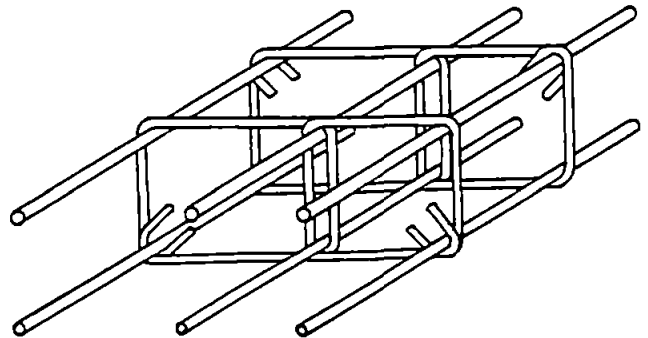
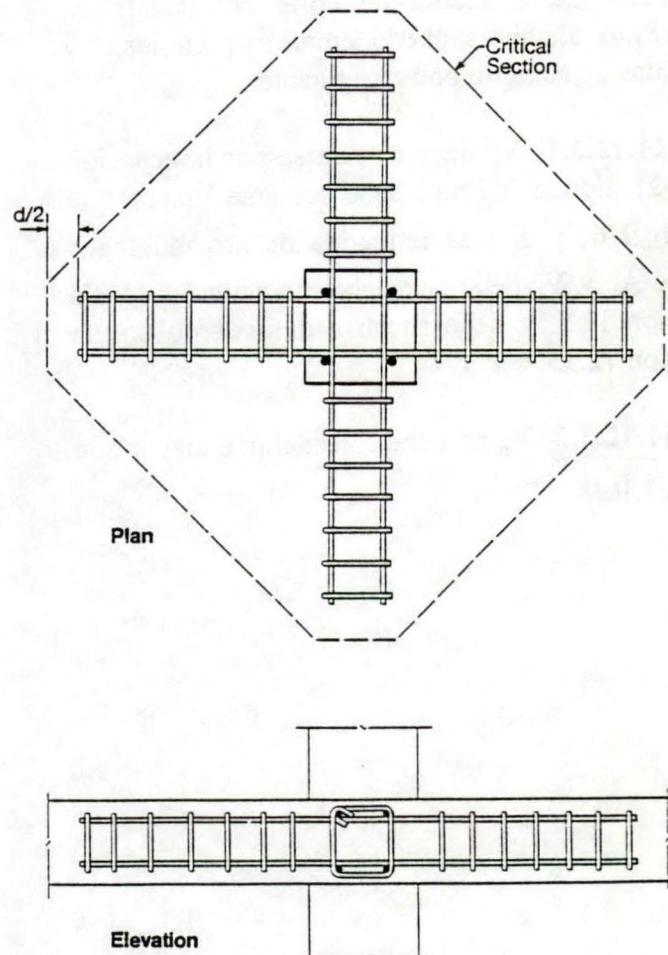


Fig. 11.12.3 (a). Estribos en la losa.

En una unión losa-columna en la cual la transferencia de momento es insignificante, la armadura por corte debe ser simétrica alrededor del centroide de la sección crítica en relación a la localización, número y espaciamiento de estribos, tal como se muestra en la Fig. 11.12.3. (b). En columnas de bordes, o en el caso de columnas interiores, con transferencia de momento, la armadura por corte debe ser tan simétrica como sea posible. Aunque los esfuerzos por corte promedio en las caras AD y BC de la columna exterior en la Fig. 11.12.3. (c) son menores que en la cara AB, los estribos que se extienden desde las caras AD y BC refuerzan contra los esfuerzos por torsión en la franja de la losa a lo largo del borde.



**Fig. 11.12.3 (b) Disposición de estribos de corte, columna interior.**



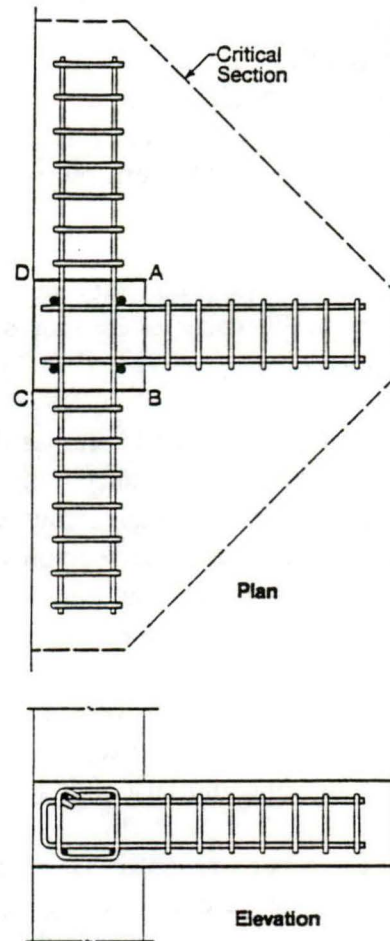


Fig. 11.12.3 (c) Disposición de estribos de corte, columna de borde.

Cuando se dispongan barras o alambres como armadura para corte, la resistencia al corte puede incrementarse a un esfuerzo de corte máximo de  $\sqrt{f'_c}/2$ . Sin embargo, la armadura para corte se debe diseñar para soportar todo el corte en exceso de un esfuerzo de  $\sqrt{f'_c}/6$ <sup>11.43</sup>.

**11.12.4-** La armadura por corte consistente en vigas I o canales de acero (conector de corte) puede utilizarse en losas. Las disposiciones de las secciones 11.12.4.1 a 11.12.4.9 deben aplicarse cuando el corte por carga de gravedad se transmita en los apoyos de las columnas interiores. Cuando el momento se transfiere a las columnas debe aplicarse la sección 11.12.6.3.

**C11.12.4-** Con base en los datos de ensayos reportados<sup>11.44</sup>, se presentan procedimientos de diseño para conectores de corte consistentes en perfiles de acero estructural. Para la conexión de una columna, que transfiere momentos, el diseño de los conectores de corte está dado en 11.12.6.4.

En el diseño de conectores de corte para conexiones que transfieren cortes debido a cargas gravitacionales, deben considerarse tres criterios

11.12.4.1- Cada conector de corte debe consistir en perfiles de acero soldados con soldadura de penetración completa formando ramas idénticas en ángulo recto. Las ramas del conector de corte no deben interrumpirse dentro de la sección de la columna.

11.12.4.2- La altura del conector de corte no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

11.12.4.3- Los extremos de las ramas de cada conector de corte se pueden cortar en ángulos no menores que 30° con la horizontal, siempre que el momento plástico resistente de la sección variable restante sea adecuado para resistir la fuerza de corte atribuida a esa rama del conector de corte.

11.12.4.4- Todas las alas de compresión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de 0.3d de la superficie en compresión de la losa.

11.12.4.5- La razón  $\alpha_v$  entre la rigidez de cada rama del conector de corte y la rigidez de la sección de la losa compuesta agrietada que lo rodea, de un ancho  $(c_2 + d)$ , no debe ser menor que 0.15.

11.12.4.6- El momento plástico resistente  $M_p$ , requerido para cada rama del conector de corte, debe calcularse de acuerdo con:

$$\phi M_p = \frac{V_u}{2\eta} \left[ h_v + \alpha_v \left( \ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (11-40)$$

donde  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia para flexión,  $\eta$  es el número de ramas y  $\ell_v$  es la longitud mínima de cada rama del conector de corte requerida para cumplir con los requisitos de las secciones 11.12.4.7 y 11.12.4.8.

básicos. Primero, debe proporcionarse una resistencia mínima a la flexión con objeto de garantizar que se alcance la resistencia requerida a corte de la losa, antes que se exceda la resistencia a flexión del conector de corte. Segundo, debe limitarse el esfuerzo corte en la losa, en el extremo del conector de corte.

Tercero, después de satisfacerse estos dos requisitos, el proyectista puede reducir la armadura negativa de la losa en proporción a la contribución de momento del conector de corte, en la sección de diseño.

C11.12.4.5 y C11.12.4.6- La distribución idealizada de corte asumida, a lo largo de un brazo del conector de corte en una columna interior se muestra en la Fig. 11.12.4.5. El corte a lo largo de cada una de las ramas se toma como  $\alpha_v V_c / \eta$ , donde  $\alpha_v$  y  $\eta$  se definen en las secciones 11.12.4.5 y 11.12.4.6, y  $V_c$  se define en la sección 11.12.2.1. Sin embargo, el corte máximo en la cara de la columna se toma como el total del corte considerado por rama  $V_u / \phi \eta$  menos el corte soportado en la columna por la zona de compresión del hormigón de la losa. El último término se expresa como  $(V_c / \eta)(1 - \alpha_v)$ , de tal modo que se acerca a cero para un conector de corte fuerte, y se aproxima a  $V_u / \phi \eta$  cuando se utiliza un conector de corte ligero. La ecuación (11-40) se reduce entonces de la suposición de que el esfuerzo de corte que causa el agrietamiento inclinado  $V_c$  es aproximadamente la mitad del esfuerzo de corte  $V_u$ . En esta ecuación,  $M_p$  es la resistencia al momento plástico requerida de cada brazo del conector de corte para asegurar que se alcanza el corte último en el instante en que se alcanza la resistencia al momento del conector de

corte. La cantidad  $\ell_v$  es la distancia desde el centro de la columna al punto en el cual ya no son necesarios los conectores de corte, y la distancia  $c_1/2$  es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

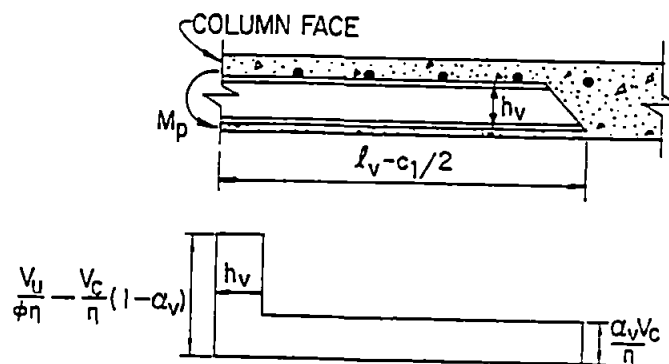


Fig. 11.12.4.5 Corte idealizado que actúa en el conector de corte.

11.12.4.7- La sección crítica de la losa para el corte debe ser perpendicular al plano de ella y debe atravesar cada rama del conector de corte a  $3/4$  de la distancia  $[\ell_v - (c_1/2)]$  desde la cara de la columna hasta el extremo de la rama del conector de corte. La sección crítica deberá localizarse de tal forma que su perímetro  $b_0$  sea mínimo, pero no necesita estar más próximo que el perímetro definido en la sección 11.12.1.2(a).

C11.12.4.7- Los resultados de ensayos indican que las losas que contienen conectores de corte "subarmados" fallan en una sección crítica ubicada en el extremo del conector de corte, con un esfuerzo de corte menor que  $\sqrt{f'_c}/3$ . Aunque el uso de conectores de corte "sobreamados" elevó la resistencia al corte hasta aproximadamente el equivalente de  $\sqrt{f'_c}/3$ , los datos limitados de ensayos sugieren que es útil hacer un diseño conservador. Por consiguiente, la resistencia al corte se calcula como  $\sqrt{f'_c}/3$  en una sección crítica supuesta, localizada dentro del conector de corte.

La sección crítica se considera a lo largo de los brazos del conector de corte los  $3/4$  de la distancia  $[\ell_v - (c_1/2)]$  desde la cara de la columna al extremo del conector de corte. Sin embargo, esta sección crítica supuesta no necesita tomarse más de cerca que  $d/2$  de la columna. Véase Fig. 11.12.4.7.

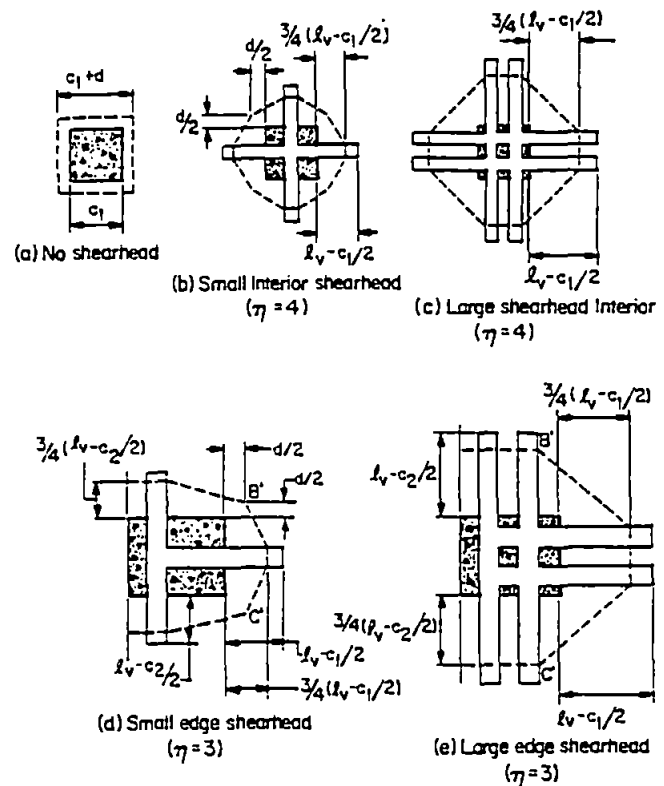


Fig. 11.12.4.7 Localización de la sección crítica definida en la sección 11.12.4.7.

11.12.4.3-  $V_n$  no debe considerarse mayor que  $(\sqrt{f'_c}/3)b_o d$  en la sección crítica definida en la sección 11.12.4.7. Cuando se proporciona un conector de corte, la resistencia al corte  $V_n$  no se debe considerar mayor que  $0.6\sqrt{f'_c}b_o d$  en la sección crítica definida en la sección 11.12.1.2(a).

11.12.4.9- Se puede considerar que un conector de corte contribuye con un momento resistente  $M_v$  para cada franja de columna de la losa calculado por:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} \left( \ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (11-41)$$

donde  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia para flexión,  $\eta$  es el número de ramas y  $\ell_v$  es la longitud de cada rama del conector de corte

C11.12.4.9- Si no se considera el corte máximo en la cara de la columna, y la carga de agrietamiento  $V_c$  nuevamente se supone igual a  $1/2$  de  $V_u$ , la contribución del momento del conector de corte,  $M_v$ , se puede calcular de manera conservadora con la ecuación (11-41), en la cual  $\phi$  es el factor de reducción para la flexión (0.9).

realmente proporcionado. No obstante,  $M_v$  no debe tomarse mayor que el menor de:

- (a) el 30% del momento mayorado total requerido para cada franja de columna de la losa,
- (b) la variación en la longitud  $\ell_v$  del momento de la franja de columna,
- (c) el valor de  $M_p$  calculado por medio de la ecuación (11-40).

11.12.4.10- Cuando se consideran momentos no balanceados, el conector de corte debe tener el anclaje adecuado para transmitir  $M_p$  a la columna.

#### 11.12.5- Aberturas en losas

Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada ó de reacción menor a 10 veces la altura de la losa, ó cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el capítulo 13, las secciones críticas de la losa para corte, que se definen en las secciones 11.12.1.2 y 11.12.4.7, deben modificarse como sigue:

11.12.5.1- En losas sin conector de corte, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

11.12.5.2- En losas con conectores de corte, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser 1/2 de la que se define en la sección 11.12.5.1.

C11.12.4.10- Véase C11.12.6.4.

#### C11.12.5- Aberturas en losas

Las disposiciones de diseño de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron en la Referencia 11.3. En la figura 11.12.5, por medio de líneas punteadas, se muestran algunas ilustraciones de la localización de las porciones efectivas de la sección crítica, cerca de aberturas típicas y extremos libres. Las investigaciones adicionales<sup>11.39</sup> han confirmado que estas disposiciones son conservadoras.

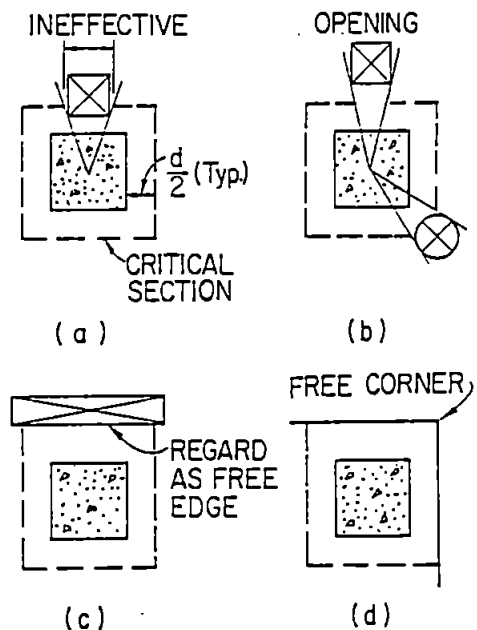


Fig. 11.12.5 Efecto de aberturas en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).

### 11.12.6- Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna.

11.12.6.1- Cuando la carga por gravedad, viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado  $M_u$  entre una losa y una columna, una fracción  $\gamma_f M_u$  del momento no balanceado debe ser transmitido por flexión de acuerdo con la sección 13.3.3. El remanente de momento no balanceado dado por  $\gamma_v M_u$  se considerará transferido por excentricidad de corte alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.12.1.2, donde

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (11-42)$$

11.12.6.2- El esfuerzo de corte que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de corte debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.12.1.2. La tensión del corte máxima debida al esfuerzo de corte y al momento mayorado no debe exceder  $\phi V_n$ :

Para elementos sin armadura por corte

$$\phi V_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-43)$$

donde  $V_c$  es como se define en las secciones 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

Para elementos con armadura por corte diferente del conector de corte:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (11-44)$$

### C11.12.6- Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

C11.12.6.1- En la referencia 11.45 se encontró que, cuando el momento se transmite entre una columna y una losa, el 60% del momento debe considerarse transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en la sección 11.12.1.2, y el 40%, por excentricidad del corte respecto al centroide de la sección crítica. Para columnas rectangulares, se ha supuesto que la porción del momento transmitido por corte disminuye a medida que aumenta el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento como se indica en la ecuación (11-42) del código.

La mayor parte de los datos en la Referencia 11.45 se obtuvieron de los ensayos hechos en columnas cuadradas, y se dispone de poca información para columnas redondas. Estas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas. La Fig. 13.6.2.5 muestra los apoyos cuadrados que tienen la misma área que algunos elementos no rectangulares.

C11.12.6.2- La distribución de esfuerzos se supone tal como se ilustra en la Fig. 11.12.6.2 para una columna interior o exterior. El perímetro de la sección crítica, **ABCD**, se determina de acuerdo con la sección 11.12.1.2. El esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  y el momento no balanceado  $M_u$  se determinan en el eje centroidal c-c de la sección crítica. El esfuerzo de corte mayorado máximo puede calcularse a partir de:

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

ó

$$v_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}$$

donde  $\gamma_v$  está dada por la ecuación (11-42). Para una columna interior,  $A_c$  y  $J_c$  pueden calcularse por:

donde  $V_c$  y  $V_s$  se definen en la sección 11.12.3. Si se proporciona armadura por corte, el diseño debe tomar en cuenta la variación de la tensión de corte alrededor de la columna.

$A_c$  = área del hormigón de la sección crítica supuesta  $2d$  ( $c_1 + c_2 + 2d$ )

$J_c$  = propiedad de la sección crítica supuesta análoga al momento polar de inercia.

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

Se pueden desarrollar ecuaciones similares para  $A_c$  y  $J_c$  para las columnas localizadas en el borde o esquina de una losa.

De acuerdo con la sección 13.3.3, la fracción del momento no balanceado entre la losa y la columna no transmitida por la excentricidad de corte, debe transmitirse por flexión. Un método conservador asigna la fracción transmitida por flexión sobre un ancho efectivo de la losa definido en la sección 13.3.3.2. A menudo de los diseñadores concentran el refuerzo de franja de columna cerca de la columna, para acomodar este momento no balanceado. Sin embargo, los datos disponibles de ensayos parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia al corte, pero puede ser útil para aumentar la rigidez de la unión losa-columna.

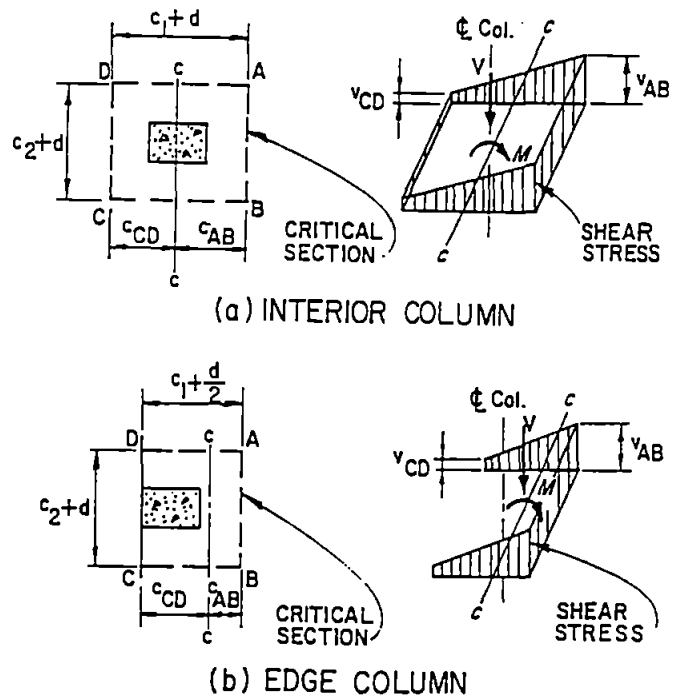


Fig. 11.12.6.2 Distribución supuesta del esfuerzo corte.

Datos de ensayos<sup>11.46</sup> indican que la capacidad de transferencia de momento de una losa pretensada a una conexión de columna, puede calcularse utilizando los procedimientos de las secciones 11.12.6 y 13.3.3.

11.12.6.3- Cuando se provee armadura por corte consistente en vigas I o canales de acero (conectores de corte), la suma de las tensiones de corte debidas a la acción de la carga vertical sobre la sección crítica definida por la sección 11.12.4.7 y las tensiones de corte que resultan del momento transferido por excentricidad de corte alrededor del centroide de la sección crítica definida en la sección 11.12.1.2 no debe exceder de  $0.34\phi\sqrt{f'_c}$ .

C11.11.2.6.3- Los ensayos<sup>11.47</sup> indican que la sección crítica definida en el punto 11.12.1.2 es apropiada para los cálculos de los esfuerzos de cortes causados por transferencia de momentos, aun cuando se empleen conectores de corte. Así, aunque las secciones críticas para corte directo y para corte debido a transferencia de momento difieran, coinciden o están en proximidad estrecha en las esquinas de la columna donde se inician las fallas. Puesto que un conector de corte atrae la mayor parte del corte conforme se encausa hacia la columna, es conservador tomar el esfuerzo máximo de corte como la suma de las dos componentes.

La sección 11.12.4.10 exige que el momento  $M_p$  sea transferido a la columna, en conexiones con conectores de corte que transfieren momentos no balanceados. Esto puede hacerse por medio de un apoyo dentro de la columna o por un anclaje mecánico activo.



## CAPITULO 12 - LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LA ARMADURA

### 12.0- Notación

- a** = altura del bloque rectangular equivalente de tensiones definido según la sección 10.2.7.1
- A<sub>b</sub>** = área de una barra individual, mm<sup>2</sup>
- A<sub>s</sub>** = área de la armadura no pretensada en tracción, mm<sup>2</sup>
- A<sub>tr</sub>** = área total de la sección transversal de la armadura transversal (estribo o amarra) en un espaciamiento *s* y perpendicular al plano de las barras que están siendo empalmadas o desarrolladas, en mm<sup>2</sup>
- A<sub>v</sub>** = área de armadura por corte en una distancia *s*, cm<sup>2</sup>
- A<sub>w</sub>** = área de un alambre individual que se debe desarrollar o empalmar, mm<sup>2</sup>
- b<sub>w</sub>** = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm
- d** = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm
- d<sub>b</sub>** = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de pretensado, mm
- f'<sub>c</sub>** = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- f<sub>cr</sub>** = resistencia promedio a la tracción por hendidamiento del hormigón con agregado liviano, MPa
- f<sub>ps</sub>** = tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, MPa
- f<sub>se</sub>** = tensión efectiva en la armadura pretensada (después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado), MPa
- f<sub>y</sub>** = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
- h** = altura total de un elemento, mm

El concepto de longitud de desarrollo para el anclaje de la armadura se presentó por primera vez en la edición 1971 de la norma ACI, con objeto de reemplazar la duplicidad de requisitos para adherencia por flexión y adherencia por anclaje de anteriores ediciones de la norma. Ya no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión que hacía hincapié en el cálculo del máximo esfuerzo nominal de adherencia. La consideración de una resistencia promedio a la adherencia sobre la longitud total de desarrollo de la armadura es más significativa, debido, en parte, a que todos los ensayos de adherencia consideran una resistencia promedio a la adherencia sobre una longitud embebida de la armadura y, en parte, porque las variaciones extremas no calculadas en los esfuerzos locales de adherencia cerca de las grietas de flexión.<sup>12.1</sup>

El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia logrado sobre la longitud de embebida de la armadura. Las longitudes de desarrollo especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras altamente tensionadas a agrietar secciones relativamente delgadas de hormigón confinado. Una barra individual embebida en una masa de hormigón no necesita una longitud de desarrollo tan grande; aunque una hilera de barras, aun en hormigón masivo, puede crear un plano débil con agrietamiento longitudinal a lo largo del plano de dichas barras.

En la aplicación, el hormigón de longitud de desarrollo requiere la longitud mínima especificada o la prolongación de la armadura más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en la armadura. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos especificados en la sección 12.10.2.

En este capítulo no se utiliza el factor de reducción de resistencia  $\phi$ . Las longitudes básicas

- $\ell_a$  = longitud de anclaje adicional en un apoyo o en un punto de inflexión, mm  
 $\ell_d$  = longitud de desarrollo, mm  
 $\ell_d = \ell_{db} \times \text{factores de modificación aplicables}$   
 $\ell_{db}$  = longitud de desarrollo básica, mm  
 $\ell_{db}$  = longitud de desarrollo de un gancho estándar en tracción, medido desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el hormigón entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio del codo y un diámetro de la barra), mm  
 $\ell_{db} = \ell_{hb} \times \text{factores de modificación aplicables}$   
 $\ell_{hb}$  = longitud de desarrollo básica del gancho estándar en tracción, mm.  
 $M_n$  = momento resistente nominal de una sección, N m  
 $M_n = A_s f_y (d - a/2)$   
 $N$  = número de barras en una capa que están siendo empalmadas o desarrolladas en una sección crítica  
 $s$  = separación entre los estribos o amarras, mm  
 $s_w$  = separación entre los alambres que deben anclarse o empalmarse, mm.  
 $V_u$  = esfuerzo de corte mayorado en una sección  
 $\beta_b$  = razón entre el área de la armadura cortada en una sección y el área total de la armadura en tracción de la sección

de desarrollo  $\ell_{db}$  incluyen una tolerancia para deficiencias de la resistencia. Las longitudes requeridas son las mismas para el método de diseño por resistencia que para el método alternativo de diseño del apéndice A, pues  $\ell_{db}$  se basa en  $f_y$  en cada caso.

## 12.1- Desarrollo de la armadura- Generalidades

12.1.1- La fracción o comprensión calculada en la armadura de cada sección de elementos de hormigón armado debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón, gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos se pueden emplear sólo para el anclaje de barras en tracción.

## C12.1-Desarrollo de la armadura- Generalidades

Desde el punto de esfuerzo máximo en la armadura se necesita cierta longitud de ésta o anclaje a través del cual se desarrolle el esfuerzo. Esta longitud de desarrollo o anclaje se necesita en ambos lados de los puntos de dicho esfuerzo máximo. Con frecuencia la armadura continúa a lo largo de una distancia considerable en un lado del punto de esfuerzos críticos, de modo que el cálculo requiere tratar sólo el otro lado, por

12.1.2- Los valores de  $\sqrt{f'_c}$  usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa.

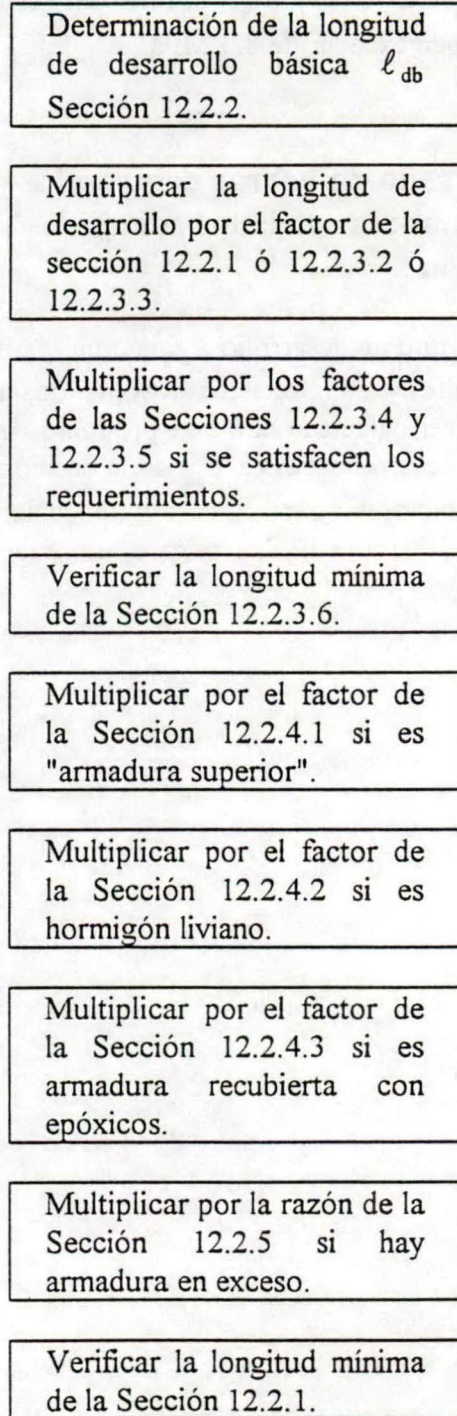
## 12.2- Desarrollo de barras con resalte y de alambres estriados sometidos a tracción

12.2.1- La longitud de desarrollo  $\ell_d$ , en mm, para barras con resaltes y alambre estriado sometidos a tracción, debe ser calculada como el producto de la longitud de desarrollo básica  $\ell_{db}$  de la sección 12.2.2 por los factores de modificación aplicables de la sección 12.2.3 a la 12.2.5, pero  $\ell_d$  no debe ser menor que 300 mm.

ejemplo, la armadura por momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente.

## C12.2- Desarrollo de barras con resalte y alambres estriados sometidos a tracción

En la norma ACI de 1989, las longitudes de desarrollo para barras con resaltes y alambre corrugado en tracción han sido modificados significativamente siguiendo las recomendaciones del Comité ACI 408, "Bond and Development of Reinforcement"<sup>12.2,12.3.11</sup>. Estos cambios incrementan las longitudes de desarrollo para barras estrechamente espaciadas y barras con recubrimiento mínimo. El Comité 318 ha estudiado los resultados y las recomendaciones de las investigaciones y ha desarrollado disposiciones que reflejan los parámetros significativos a partir de los datos de ensayos y de la experiencia. Existen muchas condiciones en las estructuras donde se requiere longitud de desarrollo o traslape. Las disposiciones en la sección 12.2, que cubren todas las combinaciones posibles de parámetros, pueden dar como resultado longitudes de desarrollo conservadores para algunos casos. Para mayor información sobre la influencia de varios parámetros, se pueden revisar las recomendaciones de ACI 408<sup>12.2 12.3</sup>.



**Fig. 12.2 Diagrama de flujo para determinar la longitud de desarrollo.**

Las disposiciones para el desarrollo de barras en tracción retienen el enfoque de las normas anteriores en donde la longitud de desarrollo básica se calcula como una función del tamaño de

la barra, de la tensión de fluencia, y de la resistencia a la compresión del hormigón. La longitud básica de desarrollo se modifica para reflejar la influencia del recubrimiento, el espaciamiento, la armadura transversal, la posición del vaciado (efecto de la barra superior), tipo de agregado, y recubrimiento epóxico. La Fig. 12.2 es un diagrama de flujo que muestra los factores que deben ser considerados al calcular la longitud de desarrollo.

12.2.2- La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  debe ser:

Barras $\phi$ 36 o menores y alambre con resaltes.....	$0.02 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ *
Barras $\phi$ 44.....	$25 f_y / \sqrt{f'_c}$ †
Barras $\phi$ 56.....	$40 f_y / \sqrt{f'_c}$ †

12.2.3- Para tomar en cuenta el espaciamiento entre las barras, el recubrimiento y la armadura transversal de confinamiento, la longitud de desarrollo básica debe multiplicarse por un factor dado en las secciones 12.2.3.1, 12.2.3.2 ó 12.2.3.3, el cual puede ser modificado de acuerdo a las secciones 12.2.3.4 y/o 12.2.3.5, pero no debe ser menor que el especificado por la sección 12.2.3.6.

12.2.3.1- Para barras que satisfacen cualquiera de las siguientes condiciones..... 1.0

\* La unidad de la constante es 1/mm  
 † La unidad de la constante es mm

C12.2.2- Las expresiones para la longitud básica de desarrollo esencialmente son las mismas que en las ediciones previas del código. La longitud de desarrollo barras  $\phi$ 56 ha sido incrementada después de revisar los resultados de ensayos disponibles sobre barras grandes. Se ha agregado una limitación sobre el valor de la resistencia del hormigón usada en las expresiones para la longitud básica de desarrollo. La limitación de que  $f'_c$  no puede tomarse como mayor a 25/3 MPa significa que las longitudes de desarrollo ya no disminuirán con resistencias del hormigón mayores a 69 MPa. Las investigaciones sobre el desarrollo de barras en hormigón de alta resistencia no son suficientes para justificar una reducción más allá del límite impuesto.

C12.2.3- Esta sección es nueva en el código de 1989 y establece disposiciones basadas en el espaciamiento de las barras, el espesor del recubrimiento y la armadura transversal.

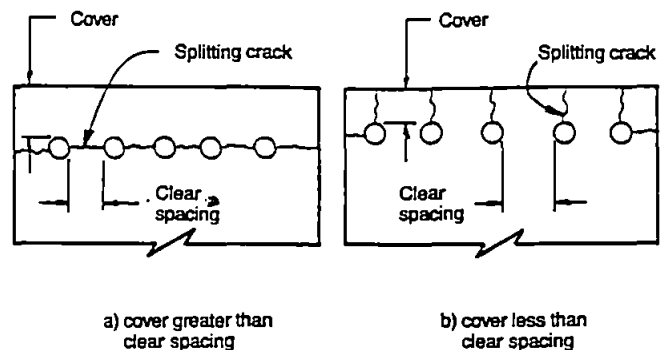


Fig. 12.2.3 Grietas por Hendidamiento-Barras en tracción

(a) Barras en vigas ó columnas con (1) recubrimiento mínimo no menor que el especificado en la sección 7.7.1, (2) armadura transversal que satisfaga los requisitos de la sección 7.10.5 para amarras, o los requisitos mínimos para estribos de las secciones 11.5.4 y 11.5.5.3 a lo largo de la longitud de desarrollo, y (3) espaciamiento libre no menor que  $3d_b$ .

(b) Barras en vigas ó columnas con (1) recubrimiento mínimo no menor que el especificado en la sección 7.7.1 y (2) armadura de confinamiento transversal  $A_{tr}$ , a lo largo de la longitud de desarrollo, que satisface la ecuación 12.1.

$$A_{tr} \geq \frac{d_b s N}{40} \quad (12-1)$$

donde  $d_b$  es el diámetro de la barra que se está desarrollando.

(c) Barras de la capa interior de armadura de una losa o un muro, con espaciamiento libre no menor que  $3d_b$ .

(d) Cualquier barra con recubrimiento no menor que  $2d_b$  y con espaciamiento libre no menor que  $3d_b$ .

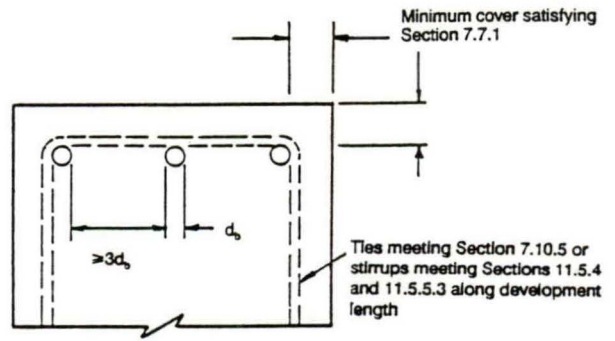
12.2.3.2- Para barras con recubrimiento igual o menor a  $d_b$  ó con espaciamiento libre igual o menor a  $2d_b$ ,.....2.0

Los resultados de la investigación muestran que cuando el recubrimiento o el espaciamiento entre barras están en los mínimos permitidos por la norma, pueden ocurrir hendiduras en el hormigón. Cuando las barras (en una capa) que están siendo desarrolladas están estrechamente espaciadas, existe la tendencia en el hormigón a presentar hendiduras a lo largo de la capa de barras como se muestra en la Fig. 12.2.3 (a). Cuando las barras están cerca de la superficie, de desarrollan grietas a través del recubrimiento desde las barras, tal como se muestra en la Fig. 12.2.3 (b). En cualquier caso, la transferencia de fuerzas desde la barra al hormigón se reduce, y la longitud de anclaje necesaria para desarrollar la tensión de fluencia en las barras se incrementa. Para barras con recubrimiento no mayor que el diámetro de las barras o espaciamiento libre no mayores a dos diámetros de barra, la longitud básica de desarrollo debe duplicarse tal como se especifica en la sección 12.2.3.2.

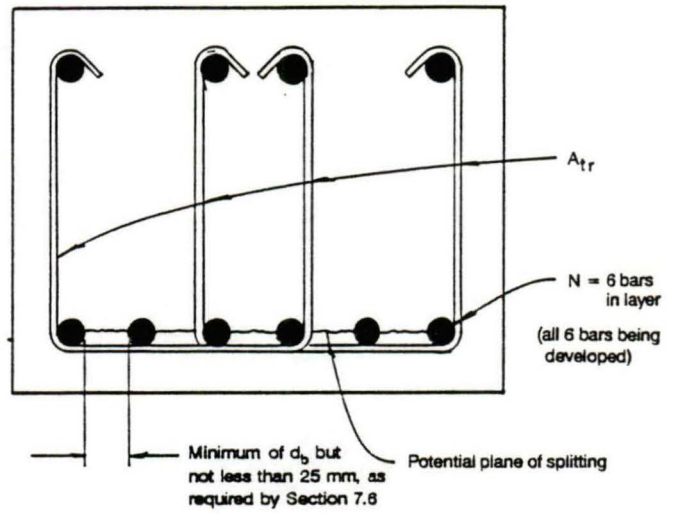
Las secciones 12.2.3.1 (a) hasta (d) permiten el uso de un factor 1.0 si las barras que están siendo desarrolladas satisfacen ciertas condiciones que, por los resultados de ensayos, han demostrado proveer suficiente restricción a las hendiduras para eliminar la necesidad de un incremento en la longitud de desarrollo.

Las secciones 12.2.3.1 (a) y (b) son para barras en vigas o columnas en donde el recubrimiento, no menor que el especificado para estructuras moldeados en el lugar, se aumenta por una armadura transversal que restringe las hendiduras, tal como se muestran en la Fig. 12.2.3.3 (a) y (b).

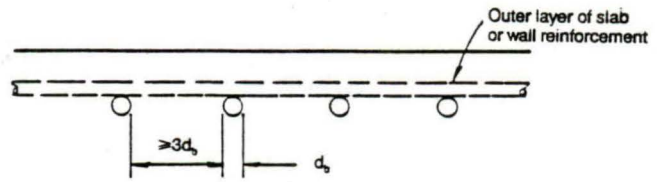
Para el caso (a), las barras que están siendo desarrolladas tienen (1) estribo o amarras de diámetro mínimo y espaciamiento máximo especificados y (2) espaciamiento libre de no menos de tres diámetros de la barra; o sea, un espaciamiento medido de centro a centro no menor que cuatro diámetros de barras.



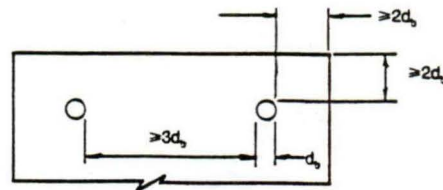
a) Development in beams or columns with transverse reinforcement



b) Confining reinforcement for closely spaced bars



c) Inner layer of slab or wall reinforcement



d) Cover greater than or equal to  $2d_b$

Fig. 12.2.3.1. Recubrimiento y acero transversal requerido para utilizar el factor 1.0 de la sección 12.2.3.1.

El caso (b) no tiene requisitos para el espaciamiento libre, sin embargo, la sección 7.6 exige que la distancia libre entre barras paralelas en una capa no sea menor que un diámetro de barra. Pero el caso (b) exige una armadura transversal con un área  $A_{tr}$ . Esta armadura transversal  $A_{tr}$  se establece para resistir hendiduras en el plano de la capa. La armadura  $A_{tr}$  es más efectivo si está bien distribuido a través del plano de las barras. Por ejemplo, en la Fig. 12.2.3.1 (d), muchas barras transversales cruzan el plano de hendidura potencial de una viga ancha en donde están siendo desarrolladas un gran número de barras. Para  $A_{tr}$  puede usarse refuerzo transversal proporcionada para corte o confinamiento.

Para barras estrechamente separadas, puede usarse un factor 1.0 si la armadura transversal provista para resistir el hendidamiento en el plano de la capa [fig. 12.2.3.1 (b)] satisface la sección 12.3.2.1 (b). La armadura transversal igual al menos a  $A_{tr}$  es más efectiva si esta bien distribuida a lo largo del plano de las barras. La armadura transversal provista para corte o confinamiento puede ser usada para  $A_{tr}$ .

Los casos (c) y (d), al igual que (a), exigen que las barras que están siendo desarrolladas tengan un espaciamiento libre no menor de tres diámetros de barra. El caso (c), el que se refiere a barras en una capa interior de una armadura de losa o de muros en donde hay una capa de armadura transversal entre las barras que están siendo desarrolladas y la superficie del hormigón, se ilustra en la Fig. 12.2.3.1 (c). El caso (d), el que se refiere a cualesquiera barra con un recubrimiento de al menos dos diámetros de barra, se ilustra en la Fig. 12.2.3.1 (d).

12.2.3.3- Para barras no incluidas en las secciones 12.2.3.1 ó 12.2.3.2.....1.4

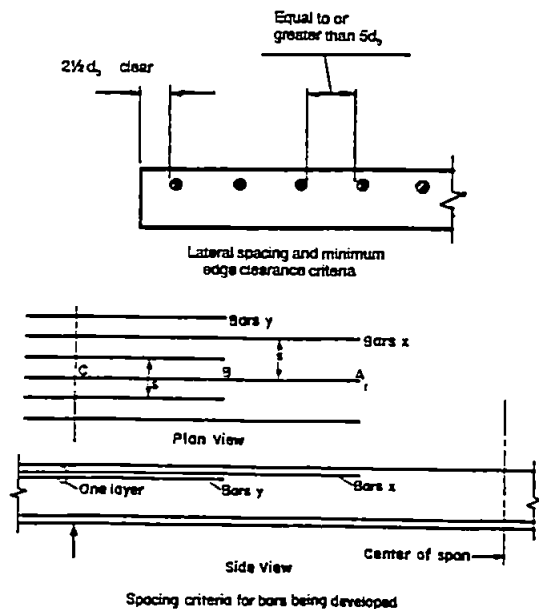
**C12.2.3.3-** Esta sección es para barras con espaciamiento, recubrimiento o armadura transversal menor que el requerido para el factor 1.0 de la sección 12.2.3.1, pero con espaciamiento o recubrimiento más grande que el especificado por el uso del factor 2.0 en 12.2.3.2.



Si los factores de 12.2.3.2 y 12.2.3.3 dan como resultado longitudes de desarrollo que crean problemas de construcción, existen varias opciones abiertas para el diseñador. El recubrimiento y/o el espaciamiento de las barras puede incrementarse a un nivel que permita el uso de un factor más pequeño, o puede agregarse acero transversal para cumplir con las disposiciones de las secciones 12.2.3.3 (a) ó (b).

**12.2.3.4-** Para barras  $\phi 36$  ó menores con espaciamiento libre no menor que  $5d_b$ , y con recubrimiento desde la cara del elemento a la barra de borde, medido en el plano de las barras, no menor que  $2.5d_b$ , los factores en las secciones 12.2.3.1 a la 12.2.3.3 pueden multiplicarse por 0.8.

**C12.2.3.4-** Para barras ampliamente espaciadas, se ha retenido el factor de 0.8 de los códigos anteriores. Se permite la reducción para barras espaciadas suficientemente aparte una de otra para evitar hendiduras en el hormigón a través del plano de las barras. El espaciamiento libre de 150 mm establecido en los códigos anteriores era inapropiado para barras muy grandes y se cambió a un múltiplo del diámetro de las barras. Los criterios de espaciamiento y de distancia mínima al borde de las barras de la sección 12.2.3.4 se ilustran en la Fig. 12.2.3.4. Se muestra un caso típico donde se emplean alternadamente barras largas y cortas en una capa. Al aplicar la sección 12.2.3.4, el espaciamiento para barras y puede tomarse igual que para barras x, ya que las barras y se desarrollan en una longitud BC en tanto que las barras x ya están desarrolladas en una longitud AB.



**Fig. 12.2.3.4.** Factor de modificación por espaciamiento de las barras de acuerdo con la sección 12.2.3.4.

12.2.3.5- Para la armadura confinada con zunchos de diámetro no menor de 6mm y un paso no mayor de 100 mm, o con amarras circulares  $\phi 12$  o mayores espaciadas a no más de 100 mm medido entre centros, o con amarras o estribos  $\phi 12$  o mayores espaciados a no más de 100 mm medido entre centros y distribuidos de modo que barras alternadas tengan el apoyo proporcionado por la esquina de una amarra o cerco con un ángulo no mayor de  $135^\circ$ , los factores de las secciones 12.2.3.1 a la 12.2.3.3 pueden multiplicarse por 0.75.

12.2.3.6- La longitud de desarrollo básica multiplicada por el factor aplicables de las secciones 12.2.3.1 a 12.2.3.3 con las modificaciones de las sección 12.2.3.4 y/o 12.2.3.5 no debe tomarse menor que  $3d_b f_y / 8 \sqrt{f'_c}$ .

12.2.4- La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  modificada de acuerdo con la sección 12.2.3 también debe ser multiplicada por los siguientes factores para:

**12.2.4.1- Barras de armadura del borde superior**

Refuerzo horizontal colocado de tal manera que el hormigón fresco colocado en el elemento bajo la longitud de desarrollo del empalme tenga un espesor de más de 300 mm..... 1.3

**12.2.4.2- Hormigón de agregado liviano 1.3**

O cuando  $f_{ct}$  está especificada.....  $\sqrt{f'_c} / 1,8 f_a$   
pero no menor que 1.0

C12.2.3.5- El factor 0.75 para barras confinadas por zunchos ha sido extendido a barras dentro de amarras o estribos estrechamente espaciados de proporciones similares. El factor 0.75 de la ecuación 12.2.3.5 se aplica a barras confinadas en un zuncho tipo columna o un zuncho individual alrededor de cada barra o un grupo de barras.

C12.2.3.6- El límite sobre la longitud de desarrollo modificada generalmente controlará para barras pequeñas,  $\phi 18$  o menores. El límite se basa en resultados de ensayos que muestran que cuando se proporciona restricción a hendiduras, todavía es posible una falla por extracción. La sección 12.2.3.6 da la longitud mínima requerida para que fluya una barra que está sujeta a extracción.

C12.2.4.1- El factor de modificación para "barras superiores" toma en cuenta la posición de las barras en el hormigón fresco colocado. El factor ha sido reducido de 1.4 en el código anterior a 1.3 para reflejar la investigación reciente. 12.4, 12.5

C12.2.4.2- El factor para hormigón de agregado liviano se ha hecho igual para todos los tipos de agregados. La investigación sobre anclajes de barras con gancho no apoyan las variaciones especificadas en las normas anteriores para "hormigones livianos en todos sus componentes y hormigones livianos con arena de peso normal" y se ha especificado un valor único de 1.3. La sección 12.2.4.2 permite que se use un factor más bajo cuando se especifica la resistencia

### 12.2.4.3- Armadura con recubrimiento epóxico

Barras con recubrimiento menor que  $3d_b$  o espaciamento libre entre las barras menor que  $6d_b$ .....1.5

Todas las otras condiciones.....1.2

El producto del factor para armadura del borde superior de la sección 12.2.4.1 y el factor para armadura con recubrimiento epóxico de esta sección no necesita considerarse mayor que 1.7.

### 12.2.5- Armadura en exceso

La longitud de desarrollo puede reducirse cuando la armadura en un elemento sujeto a flexión excede la requerida por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje ó desarrollo para  $f_y$  o la armadura sea diseñada según las indicaciones de la sección 21.2.1.4.....( $A_s$  requerido/ $A_s$  proporcionado).

a tracción por hendimiento del hormigón liviano. Ver sección 5.1.4.

**C12.2.4.3-** Los estudios 12.6, 12.7 12.8 del anclaje las barras con recubrimiento epóxicos muestran que la resistencia a la adherencia se reduce debido a que el revestimiento impide la adherencia entre la barra y el hormigón. Dos factores reflejan el tipo de falla de anclaje que con mayor probabilidad puede ocurrir. Cuando el recubrimiento o el espaciamento es pequeño, puede ocurrir una falla que provoque hendiduras y el anclaje o la resistencia a la adherencia se reduce substancialmente. Si el recubrimiento y el espaciamento entre las barras es grande, se excluye una falla por hendiduras y el efecto del recubrimiento epóxico sobre la longitud de anclaje no es tan grande. Los estudios<sup>12.9</sup> han demostrado que aunque el recubrimiento o el espaciamento pueden ser pequeños, la resistencia de anclaje puede incrementarse agregando acero transversal que cruce el plano de la hendidura y restringiendo la grieta. Aunque hasta la fecha no se han reportado estudios sobre el efecto de acero transversal recubiertos con epóxicos, la adición de acero transversal debería mejorar la resistencia de anclaje de las barras recubiertas con epóxicos. Puesto que la adherencia de las barras recubiertas con epóxicos está ya reducida debido a la pérdida de adhesión entre la barra y el hormigón, se ha establecido un límite superior de 1.7 para el producto del refuerzo superior y los factores de los factores por armadura superior y por recubrimiento epoxico.

**C12.2.5-** El factor de reducción basado en el área no se utiliza en aquellos casos donde se requiera desarrollo de anclaje para el total de  $f_y$ . Por ejemplo, el factor por armadura en exceso no se aplica para el desarrollo de armadura de momento positivo en los apoyos de acuerdo con la sección 12.11.2, para el desarrollo de la armadura por retracción y temperatura de acuerdo con la sección 7.12.2.3, o para el desarrollo de armadura dimensionada de acuerdo a las secciones 7.13 y 13.4.8.5. Nótese también el uso de la palabra "puede" significa que esta disposición es opcional.

### 12.3- Desarrollo de barras con resalte sometidas a compresión

12.3.1- La longitud de desarrollo  $l_a$ , en mm, para barras con resaltes en compresión se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  de la sección 12.3.2 por los factores de modificación de la sección 12.3.3, pero  $l_a$  no debe ser menor de 200 mm.

12.3.2- La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  debe ser..... $d_b f_y / 4 \sqrt{f_c}$

pero no menor de.....  $0.04 d_b f_y$  \*

12.3.3- La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  puede multiplicarse por los siguientes factores para:

#### 12.3.3.1- Armadura en exceso

La armadura excede de lo requerido por el análisis..... $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ proporcionado})$

#### 12.3.3.2- Zunchos de amarras

Armadura confinado por una espiral de no menos que 6 mm de diámetro y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos de  $\phi 12$  de acuerdo con la sección 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 100 mm medido entre centros.....0.75.

### 12.4- Desarrollo de paquetes de barras

12.4.1- La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sujeto a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual aumentada un 20% para un paquete de 3 barra y en un 33% para un paquete de 4 barras.

\* La unidad de la constante en  $\text{mm}^2/\text{N} = 1/\text{MPa}$

### C12.3- Desarrollo de barras con resalte sometidas a compresión

El efecto de debilitamiento que existe en las grietas de tracción por flexión no se da en las barras en compresión y generalmente los apoyos extremos de las barras en el hormigón son útiles. Por consiguiente, se han especificado longitudes de desarrollo  $l_{db}$  menores para compresión que para tracción. La longitud de desarrollo básica puede reducirse 25%, sección 12.3.3.2, cuando la armadura está confinada mediante un zuncho tipo columna o un zuncho individual alrededor de cada barra o grupo de barras.

### C12.4- Desarrollo de paquetes de barras

C12.4.1- Cuando se forman paquetes de tres o cuatro barras, es necesario aumentar la longitud de desarrollo de las barras individuales. La extensión adicional es necesaria debido a que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia de adherencia en el "núcleo" entre las barras.

El proyectista también debe tener en cuenta la sección 7.6.6.4 respecto a los puntos de corte de las barras individuales de un paquete, y la sección

12.4.2- Para determinar los factores de modificación en las secciones 12.2.3 y 12.2.4.3, una unidad de barras en paquete debe ser tratada como una sola barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

12.14.2.2 relativa a los empalmes de paquetes de barras. Los aumentos en la longitud de desarrollo de la sección 12.4 se aplican en el cálculo de las longitudes de traslape de los paquetes de barras, de acuerdo con la sección 12.14.2.2.

C12.4.2- Aunque los empalmes y las longitudes de desarrollo de barras en paquete se basan en el diámetro de las barras individuales incrementadas en 20 ó 33%, según sea apropiado, es necesario usar un diámetro equivalente del paquete completo, derivado del área total equivalente de barras al determinar los factores en las secciones 12.2.3 y 12.2.4.3, los cuales consideran el recubrimiento y el espaciamiento libre, y representan la tendencia del hormigón a partirse.

**12.5- Desarrollo de ganchos estandar en tracción**

**C12.5- Desarrollo de ganchos estandar en tracción**

12.5.1- La longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$ , en milímetros, para barras con resaltes en tracción que terminen en un gancho estándar (sección 7.1) se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica  $\ell_{hb}$  de la sección 12.5.2 y los factores de modificación de la sección 12.5.3, pero  $\ell_{dh}$  no debe ser menor que  $8d_b$  ni menor que 150 mm.

Las disposiciones para anclaje de barras con ganchos se han revisado extensamente en la norma de 1983. El estudio de fallas de barras con gancho indica que la separación del recubrimiento de hormigón en el plano del gancho es la causa principal de falla, y que la separación se origina en la parte interior del gancho donde las concentraciones locales de esfuerzo son muy elevadas. Por lo tanto, el desarrollo del gancho es función directa del diámetro de barras,  $d_b$ , que rige la magnitud de los esfuerzos de compresión sobre la cara interior del gancho. Sólo se consideran ganchos estándar (sección 7.1), y la influencia de radios mayores de doblado no puede ser evaluada mediante la sección 12.5.

12.5.2- La longitud de desarrollo básica  $\ell_{hb}$  para una barra con gancho con  $f_y$  igual a 420 MPa debe ser..... $100 d_b \sqrt{f'_c}$  \*

Las disposiciones de anclaje de barras con gancho proporcionan la longitud total de embebido de barra con gancho, como se muestra en la Fig. 12.5.1. La longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$  se mide desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

12.5.3- La longitud de desarrollo básica  $\ell_{hb}$  se debe multiplicar por los factores de modificación para:

12.5.3.1- Tensión de fluencia de la barra  
 Barras con  $f_y$  distinto de 420 MPa..... $f_y/420$

\* La unidad de la constante es  $N/mm^2 = MPa$

**12.5.3.2- Recubrimiento de hormigón**

Para barras  $\phi 36$  y menores, con recubrimiento lateral (normales al plano del gancho) no menor de 60 mm, y para ganchos de  $90^\circ$ , con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm.....0.7

**12.5.3.3- Amarras o estribos**

Para barras  $\phi 36$  y menores, ganchos confinados vertical u horizontalmente por amarras o estribos-amarras espaciados a lo largo de la longitud de desarrollo total  $\ell_{dh}$  a no más de  $3d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro de la barra con gancho.....0.8

**12.5.3.4- Armadura en exceso**

Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para  $f_y$ , y se dispone de armadura en exceso al requerido por análisis ..... $A_S$  requerido)/( $A_S$  proporcionado)

**12.5.3.5- Hormigón con agregado liviano.....1.3**

**12.5.3.6- Armadura con recubrimiento epóxico**

Barras con gancho que van cubiertas con epóxico.....1.2

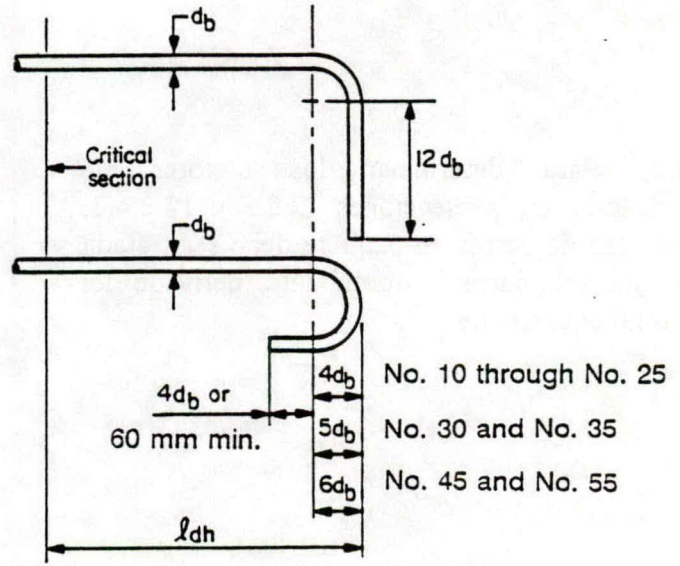


Fig. 12.5.1. Detalles de barra dobladas para desarrollar el gancho estándar.

La longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$  es el producto de la longitud de desarrollo básica  $\ell_{hd}$  de la sección 12.5.2 y de los factores de modificación aplicables de la sección 12.5.3. Si el recubrimiento lateral es grande de manera que se elimine efectivamente el hendimiento y se proporcionan amarras, puede aplicarse ambos factores de las secciones 12.5.3.2 y 12.5.3.3: ( $\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 \times 0.8$ ). Cuando, en el mismo caso, el anclaje es en hormigón ligero: ( $\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 \times 0.8 \times 1.3$ ).

Se proporcionan factores de modificación por tensión de fluencia de la barra, exceso de armadura, hormigón liviano, así como factores que reflejan la resistencia al hendimiento proporcionado por el confinamiento con hormigón o con amarras o estribos transversales. Los factores se basan en recomendaciones de las referencias 12.2 y 12.3.

El factor por exceso de armadura se aplica sólo cuando no se requiere específicamente anclaje o desarrollo de  $f_y$  total. El factor para hormigón liviano es una simplificación del procedimiento de

la sección 12.2.3.3 del ACI 318-83, en que el incremento varía del 18 al 33%, dependiendo de la cantidad empleada de agregado liviano. A diferencia de la longitud de desarrollo para una barra recta, no se hace distinción alguna entre las barras de la parte superior y las otras barras; en todo caso, esta distinción es difícil para barras con gancho. Se especifica un valor mínimo de  $\ell_{dh}$  para evitar falla por extracción directa en casos en que el gancho esté situado muy cerca de la sección crítica, los ganchos no pueden considerarse efectivos en compresión.

Ensayos recientes<sup>12.10</sup> hace mostrado que la longitud de desarrollo para barras con ganchos debería incrementarse en un 20% para tomar en consideración la reducción en la adherencia cuando la armadura esta recubierto con epóxico.

**12.5.4-** Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento en ambos lados y en el superior (o inferior) sobre el gancho de menos de 60 mm, la barra con el gancho se debe confinar dentro de amarras o estribos-amarras, distribuidos a lo largo de toda la longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$ , espaciados no más que  $3d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro de la barra con gancho. En este caso, no debe aplicarse el factor de modificación de la sección 12.5.3.3.

**C12.5.4-** Los ganchos de barras son especialmente susceptibles a fallas por hendimiento del hormigón, cuando los recubrimientos, tanto lateral (normal al plano del gancho) como superior o inferior (en el plano del gancho) son pequeños. Véase la Fig. 12.5.4. Con el confinamiento mínimo proporcionado por el hormigón, es esencial el confinamiento proporcionado por amarras o estribos, especialmente cuando debe desarrollarse la resistencia completa de una barra con gancho con un recubrimiento tan pequeño. Algunos casos típicos en que los ganchos requieren amarras o estribos para confinamiento son los extremos de vigas simplemente apoyadas, el extremo libre de voladizos y los extremos de elementos que forman marco en una junta donde los extremos no se extienden más allá de ella. En contraste, cuando los esfuerzos calculados en las barras son bajos, de manera que no es necesario el gancho para anclaje, no serán necesarios las amarras o los estribos. Asimismo, para barras con gancho en extremos discontinuos de losas con confinamiento proporcionado por la losa, continuo en ambos lados normal al plano del gancho, no se aplican las disposiciones de la sección<sup>12.5.4</sup>.

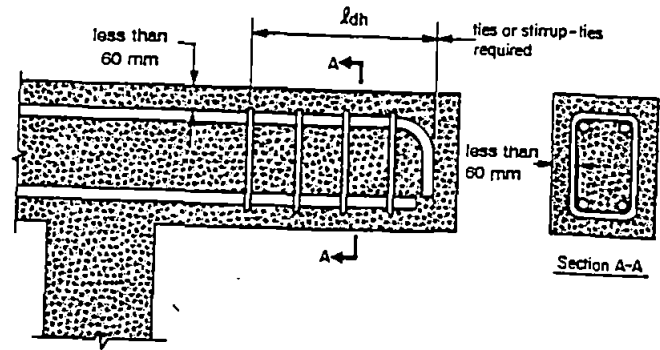


Fig. 12.5.4. Recubrimiento del hormigón según la sección 12.5.4.

12.5.5- Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

C12.5.5- En compresión, los ganchos no son efectivos y no se pueden utilizar como anclaje.

## 12.6- Anclaje mecánico

12.6.1- Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar al hormigón.

## C12.6- Anclaje mecánico

C12.6.1- El anclaje mecánico puede ser hecho adecuado para la resistencia de los cables de pretensado y de las barras de armadura.

12.6.2- Se debe presentar a la Autoridad Pública los resultados de ensayos que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

12.6.3- El desarrollo de la armadura puede consistir en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de armadura embebida en el hormigón entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

C12.6.3- La longitud de desarrollo total de una barra consiste simplemente en la suma de todas las parte que contribuyen al anclaje. Cuando un anclaje mecánico no es capaz de desarrollar la resistencia requerida de diseño de la armadura, debe proporcionarse una longitud adicional embebida de la armadura, entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

## 12.7- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

## C12.7- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

12.7.1- La longitud de desarrollo  $\ell_d$ , en mm, de la malla electrosoldada de alambre estriado medida

La Fig. 12.7 muestra los requisitos de desarrollo para malla de alambre estriado con un alambre



desde el punto de la sección crítica hasta el extremo del alambre se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica  $\ell_{db}$  de la sección 12.7.2 ó 12.7.3 y el factor o factores de modificación de las secciones 12.2.3 a la 12.2.5, pero  $\ell_d$  no debe ser menor de 200 mm, excepto en el cálculo de traslapes según la sección 12.18 y en el desarrollo de la armadura del alma según la sección 12.13.

transversal dentro de la longitud de desarrollo. En la especificación de la ASTM A 497 para malla de alambre estriado, no se estipula que las soldaduras sean tan resistentes como las requeridas para malla de alambre liso (ASTM A 185). Por lo tanto, parte de la longitud de desarrollo se asigna a las soldaduras, y parte, a la longitud del alambre estriado. Los cálculos de la longitud de desarrollo se han simplificado a partir de disposiciones de los códigos anteriores para la longitud de desarrollo de alambre, presuponiendo que sólo un alambre transversal está contenido en la longitud de desarrollo. Para modificar la longitud de desarrollo básica  $\ell_{db}$  se pueden aplicar los factores de las secciones 12.2.3, 12.2.4 y 12.2.5 pero con un mínimo absoluto de 200 mm.

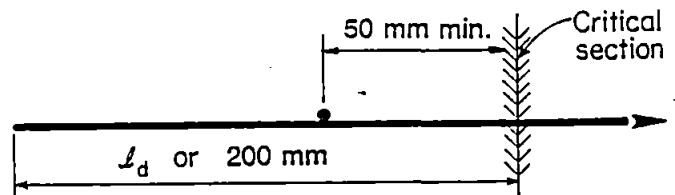


Fig. 12.7 Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado.

12.7.2- La longitud de desarrollo básica  $\ell_{db}$  de la malla electrosoldada de alambre estriado, con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo, y a no menos de 50 mm de la sección crítica, debe ser:

$$3d_b(f_y - 140)8\sqrt{f'_c} *$$

pero no menor de:

$$2.5 \frac{A_w}{S_w} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

\* 140 tiene unidades de MPa.

12.7.3- La longitud de desarrollo básica  $\ell_{ab}$  de la malla electrosoldada de alambre estriado, sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, se debe determinar de igual manera que para alambre estriado.

## 12.8- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sujeta a tracción

La tensión de fluencia de la malla electrosoldada de alambre liso, debe considerarse que se desarrolla mediante el embebido en el hormigón de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo básica  $\ell_{ab}$  medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$3,3 \frac{A_w}{s_w} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

La longitud de desarrollo básica debe ser modificada por  $(A_s \text{ requerida}) / (A_s \text{ proporcionada})$  para la armadura que exceda la requerido por el análisis, y por el factor de la sección 12.2.4.2 para hormigón liviano; pero  $\ell_d$  no debe ser menor de 150 mm, excepto para el cálculo de los traslapes conforme a la sección 12.19.

## 12.9- Desarrollo de torones de pretensado

12.9.1- Los torones de pretensado de tres o siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo, en mm, no menor que:

## C12.8- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sujeta a tracción

Para la malla de alambre liso se ilustran en la Fig. 12.8 los requisitos de desarrollo, los cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales. Para mallas fabricadas con alambres más pequeños resulta adecuado, para alcanzar la totalidad de la tensión de fluencia de los alambres anclados, un anclaje de, por lo menos, dos alambres transversales de 50 mm o mayores, más allá del punto de la sección crítica. Sin embargo, para mallas fabricadas con alambres con mayor separación se requiere un anclaje más largo, y para ellas se proporciona una longitud de desarrollo mínima.

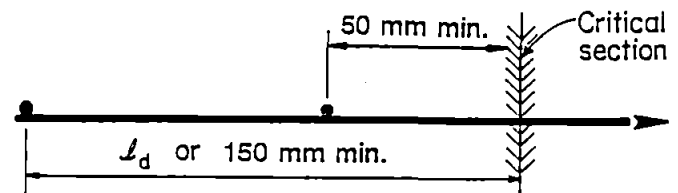


Fig. 12.8. Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso.

## C12.9- Desarrollo de torones de pretensado

Los requisitos de desarrollo de torones de pretensado pretenden proporcionar integridad de la adherencia para la resistencia del elemento. Las disposiciones se basan en pruebas efectuadas en elementos de hormigón de peso normal, con un recubrimiento mínimo de 50 mm. Estas pruebas

$$\left( f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se} \right) d_b / 7 \dagger^1$$

donde  $d_b$  es el diámetro del torón en mm, y  $f_{ps}$  y  $f_{se}$  se expresan en MPa.

pueden no ser representativas del comportamiento del torón en hormigón de baja relación agua/cemento y sin asentamiento de cono. Los métodos de fabricación deben asegurar la consolidación del hormigón alrededor del torón, con un contacto total entre el acero y el hormigón. Deben tomarse precauciones especiales cuando se usen hormigones sin asentamiento de cono y con baja relación agua/cemento. En general, esta sección solamente controlará el diseño de elementos en voladizo y de pequeña luz.

La fórmula para calcular la longitud de desarrollo  $\ell_d$  se puede expresar de la siguiente forma:

$$\ell_d = \frac{d_b}{7} \left( f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se} \right)$$

donde  $\ell_d$  y  $d_b$  están en milímetros, y  $f_{ps}$  y  $f_{se}$  en megapascales. El primer término representa la longitud de transmisión del torón, esto es, la distancia a la que el torón debe adherirse al hormigón para desarrollar el presfuerzo  $f_{se}$  en el torón. El segundo término representa la longitud adicional a la que el torón debe adherirse, de tal forma que se pueda desarrollar un esfuerzo  $f_{ps}$  en el torón, a la resistencia nominal del elemento.

La variación del esfuerzo en el torón, a lo largo de la longitud de desarrollo del mismo, se muestran en la Fig. 12.9

Las expresiones para la longitud de transferencia y para longitud adicional adherida, necesaria para desarrollar un aumento en el esfuerzo de  $(f_{ps} - f_{se})$  se basan en ensayos de elementos pretensados con torones limpios, con diámetros de 5, 7.5, y 12.5 mm, para los cuales el valor máximo de  $f_{ps}$  fue de 1900 MPa. Véase las Referencias 12.11, 12.12, 12.13.

La longitud de transferencia del torón es función de la configuración perimetral del área y de la condición superficial del acero, del esfuerzo en el acero y del método empleado para transmitir la fuerza del acero al hormigón. Un torón con una

<sup>1†</sup> La expresión entre paréntesis se utiliza como una constante sin unidades

superficie ligeramente oxidada puede tener una longitud de transmisión bastante menor que un torón limpio. Cuando el torón se libera gradualmente se permitirá una longitud de transferencia menor que si se corta bruscamente.

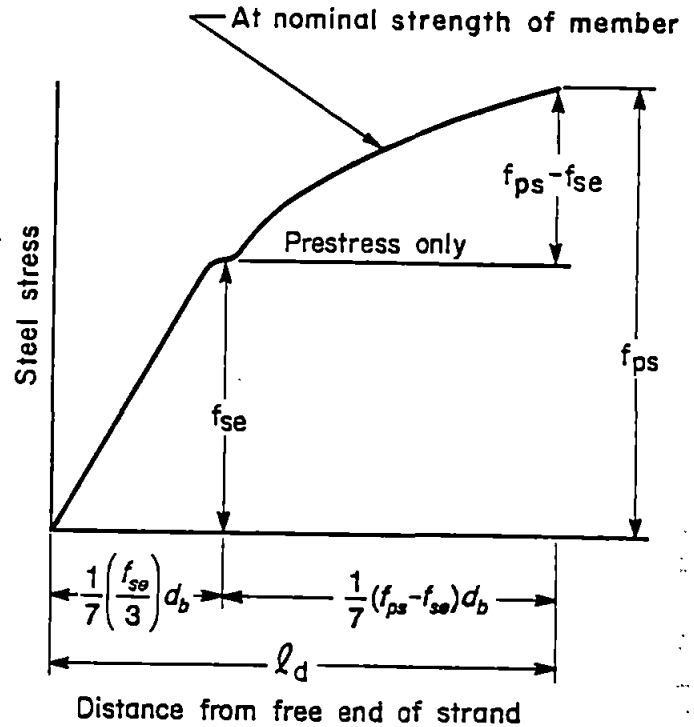


Fig. 12.9. Variación del esfuerzo en el acero a una distancia del extremo libre del torón

Las disposiciones de la sección 12.9 no se aplican a alambres lisos ni a cables anclados en los extremos. La longitud alambre liso podría ser considerablemente mayor debido a la ausencia de una trabazón mecánica. Podría ocurrir una falla de adherencia por flexión con alambres lisos cuando ocurra el primer deslizamiento.

12.9.2- El estudio se puede limitar a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas mayoradas.

12.9.3- Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, y el

C12.9.3- Las pruebas exploratorias llevadas a cabo en 1965<sup>12.11</sup> para estudiar el efecto de

diseño incluya tracciones para la carga de servicio en zona precomprimida de tracción como lo permite la sección 18.4.2, se debe duplicar la longitud de desarrollo especificada en la sección 12.9.1.

## **12.10- Desarrollo de la armadura de flexión - Generalidades**

**12.10.1-** La armadura de tracción se puede desarrollar doblándola hacia el alma o haciéndola continua con la armadura de la cara opuesta del elemento.

**12.10.2-** Las secciones críticas para el desarrollo de la armadura en elementos sometidos a flexión son los puntos que presentan tensiones máximas y puntos del vano donde termina o se dobla la armadura adyacente. Las disposiciones de la sección 12.11.3 deben cumplirse.

torones desadheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los elementos) sobre el comportamiento de las cadenas pretensadas, indicaron que el comportamiento de estas cadenas, con longitudes de anclaje del doble de lo requerido por la sección 12.9.1 casi igualaron el comportamiento de trabes pretensadas similares, con torones totalmente adheridos en los extremos de la viga. Por lo tanto, se requerirá una longitud de desarrollo del doble para torón no adherido totalmente hasta el extremo del elemento. Algunos resultados de pruebas posteriores<sup>12.14</sup> indicaron que en elementos pretensados diseñados para tracción cero en el hormigón en condiciones de carga de servicio (sección 18.4.2), no es necesario duplicar la longitud de desarrollo para torones no adheridos.

## **C12.10-Desarrollo de la armadura de Flexión - Generalidades**

**C12.10.2-** Las secciones críticas para una viga típica continua se indican con un "c" o una "x" en la Fig. 12.10.2. Para carga uniforme, la armadura positiva que se extiende dentro del apoyo es más apto que esté regida por los requisitos de la sección 12.11.3, en vez de considerar la longitud de desarrollo medida a partir del punto de momento máximo o de extremo de las barras.

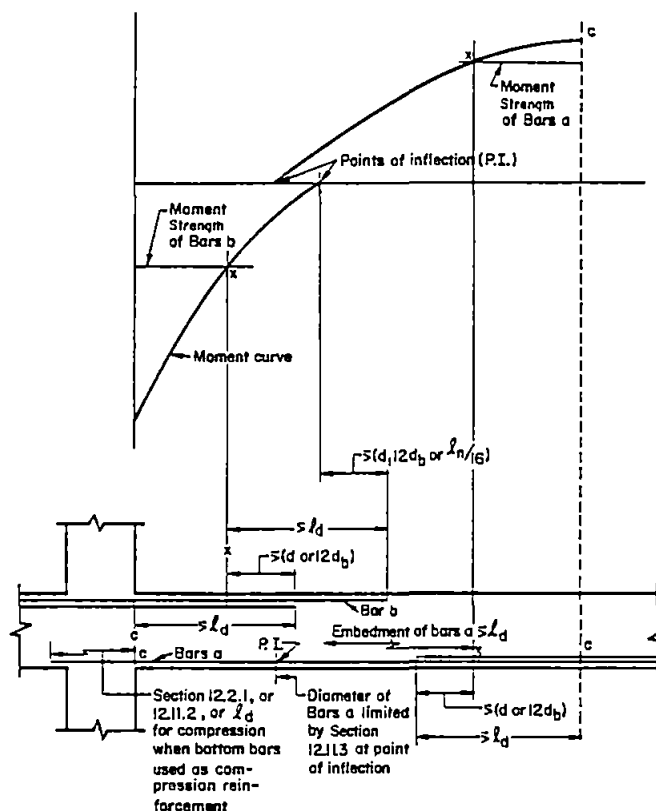


Fig. 12.10.2. Longitud de desarrollo de la armadura sujeta a flexión en una viga continua.

12.10.3- La armadura se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesaria para resistir flexión en una distancia igual a la altura útil del elemento o  $12d_b$ , la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

C12.10.3- Los diagramas de momento de flexión que se utilizan por lo general en el diseño son aproximados; pueden ocurrir algunas desviaciones en la localización de los momentos máximos debido a cambios en las cargas, asentamientos de los apoyos, cargas laterales u otras causas. Una grieta de tracción diagonal en un elemento en flexión sin estribos puede cambiar la localización del esfuerzo calculado de tensión, aproximadamente una distancia  $d$ , hacia un punto en que el momento es igual a cero. Cuando se colocan estribos, este efecto es menos severo, aunque en cierta medida sigue estando presente.

Para prevenir las variaciones en la localización de los momentos máximos, el código requiere la extensión de la armadura hasta una distancia  $d$  o  $12 d_b$  más allá del punto en el que teóricamente

ya no es necesario resistir la flexión, excepto en lo indicado.

En la Fig. 12.10.2 se ilustran los puntos extremos de las barras para cumplir con este requisito.

Cuando se usan barras de diferentes diámetros en el elemento, la prolongación debe hacerse de acuerdo con el diámetro de la barra que se esté terminado. Una barra doblada hacia la cara lejana de la viga y continuada a partir de ahí, se puede considerar lógicamente efectiva, para satisfacer las disposiciones de esta sección hasta el punto en el cual la barra cruza la mitad de la altura del elemento.

12.10.4- La armadura continua debe tener una longitud embebida no menor que la longitud de desarrollo  $\ell_d$  más allá del punto en donde no se requiere armadura de tracción para resistir la flexión.

C12.10.4- En las zonas de tracción existen esfuerzos máximos en las barras restantes, dondequiera que se corten o doblen las barras adyacentes. En la Fig. 12.10.2 se usa la letra "x" para indicar los puntos de esfuerzo máximo en las barras que se continúan después de que se ha cortado parte de esas barras. Si las barras se dejan tan cortas como lo permita el diagrama de momentos, estos esfuerzos máximos llegan a ser el total  $f_y$ , lo cual requiere una prolongación total de la  $\ell_d$  como se indica. Esta prolongación puede exceder la longitud requerida por flexión.

12.10.5- La armadura por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

C12.10.5- Se han presentado evidencias de la reducción de la resistencia por corte y de la pérdida de ductilidad cuando se terminan las barras en una zona en tracción, como se muestra en la fig. 12.10.2.. Como resultado, la norma no permite que la armadura por flexión termine en las zonas de tracción, a menos que se satisfagan ciertas condiciones especiales. Las grietas por flexión tienden a abrirse anticipadamente dondequiera que se termina cualquier armadura en zonas de tracción. Si el esfuerzo en el acero en la armadura que continua y la resistencia al corte se aproximan a sus valores límites, las grietas de tensión diagonal tienden a desarrollarse prematuramente a partir de grietas de flexión. Es poco probable que las grietas diagonales se formen en donde el esfuerzo de corte es de poca cuantía (sección 12.10.5.1). Las grietas diagonales se pueden

12.10.5.1- Que el corte en el punto terminal no exceda las 2/3 partes de lo permitido, incluyendo la resistencia al corte que es capaz de tomar la armadura de corte proporcionada.

12.10.5.2- Que se proporcione un área de estribos que exceda lo requerido para la torsión y el corte a lo largo de cada de barra o alambre que termina en una distancia a partir del punto de término de la armadura igual a 3/4 parte de la altura útil del elemento. El exceso de área  $A_V$  de los estribos no debe ser menor que  $0,42 b_w s / f_y$ . El espaciamiento  $s$  no debe exceder de  $d / 8 \beta_b$  donde  $\beta_b$  es la razón entre el área de la armadura

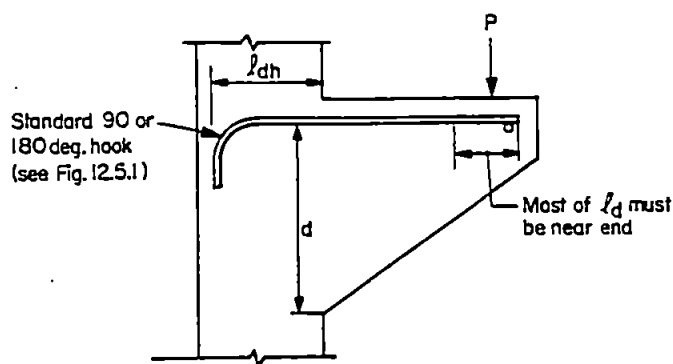
cortada y el área total de la armadura en tracción en la sección.

**12.10.5.3-** Para barras  $\phi 36$  y menores, en que la armadura continua proporcione el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y el corte no exceda las 3/4 partes de lo permitido.

**12.10.6-** En elementos sujetos a flexión se debe proporcionar un anclaje adecuado para la armadura en tracción, cuando la tensión en la armadura no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas en pendiente, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran altura sometidos a flexión; o en elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara de compresión.

restringir disminuyendo la separación de los estribos (sección 12.10.5.2). Un menor esfuerzo en el acero reduce la probabilidad de que dicho agrietamiento diagonal se presente (sección 12.10.5.3). Estos requisitos no pretenden aplicarse a los empalmes sujetos a tracción, cubiertos totalmente por las secciones 12.15, 12.13.5 y la sección 12.2.

**C12.10.6-** Los elementos tales como ménsulas, elementos de altura variable, y otros donde el esfuerzo en el acero  $f_s$  no disminuya linealmente en proporción a una reducción de momento, requieren de una especial consideración para el desarrollo apropiado de la armadura sujeta a flexión. Para la ménsula que se muestra en la fig. 12.10.6, el esfuerzo último en la armadura es casi constante y aproximadamente igual a  $f_y$  desde la cara del apoyo hasta el punto de carga. En este caso, el desarrollo de la armadura sujeta a flexión depende en gran parte del anclaje proporcionado en el extremo cargado. La referencia 12.1 sugiere una barra transversal soldada como medio de proporcionar un anclaje efectivo en el extremo. Un gancho de extremo en el plano vertical con el diámetro de doblado mínimo no resulta por completo efectivo, dado que en la esquina existe esencialmente hormigón simple en la proximidad de las cargas aplicadas. Para ménsulas anchas (perpendiculares al plano de la figura) y cargas que no se apliquen en la proximidad de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal proporcionan ganchos extremos efectivos.



**Fig. 12.10.6.** Elemento especial de una gran dependencia del anclaje en el extremo.



## 12.11-Desarrollo de la armadura para momento positivo

12.11.1- Por lo menos 1/3 de la armadura para momento positivo en elementos simplemente apoyados y 1/4 de la armadura para momento positivo en elementos continuos, se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar, por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

12.11.2- Cuando un elemento sujeto a flexión sea parte fundamental de un sistema que resiste cargas laterales, la armadura para momento positivo que se requiere que se prolongue en el apoyo, de acuerdo con la sección 12.11.1, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar tensión de fluencia especificada  $f_y$  en tracción en la cara de apoyo.

12.11.3- En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, la armadura de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que  $\ell_d$  calculado para  $f_y$  por la sección 12.2 satisfaga la ecuación (12-2), excepto que la ecuación (12-2) no necesita satisfacerse para las armaduras que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (12-2)$$

donde

$M_n$  es el momento resistente nominal suponiendo que toda la armadura de la sección sufre esfuerzos hasta la tensión de fluencia específica  $f_y$ .

$V_u$  es esfuerzo de corte mayorado en la sección.

## C12.11-Desarrollo de la armadura para momento positivo

C12.11.1- Se requiere que las cantidades especificadas de armadura por momento positivo se prolonguen hasta el apoyo, con el fin de soportar algunos ajustes en los momentos debido a cambios en la carga, al asentamiento de los apoyos, a cargas laterales y a otras causas.

C12.11.2- Cuando un elemento en flexión es parte del sistema principal que resiste las cargas laterales, cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar inversión de momentos en el apoyo; una parte de la armadura positiva debe estar bien anclado en el apoyo. Este anclaje se requiere para asegurar la ductilidad de la respuesta en caso de tener esfuerzos excesivos, tales como explosiones o sismos. No es suficiente usar más armadura con esfuerzos más bajos.

C12.11.3- En apoyos simples y en puntos de inflexión tales como los marcados "PI" en la fig. 12.10.2, el diámetro de la armadura positiva debe ser lo suficientemente pequeño para que la longitud de desarrollo de las barras,  $\ell_d$ , no exceda de  $M_n/V_u + \ell_a$  o en condiciones favorables de apoyo, a  $1.3 M_n/V_u + \ell_a$ . La fig. 12.11.3 (a) ilustra el uso de esta disposición.

En el punto de inflexión el valor de  $\ell_d$  no necesita exceder la extensión real de la barra utilizada más allá del punto de momento igual a cero. La porción  $M_n/V_u$  de la longitud disponible es una cantidad teórica que, por lo general, no se asocia con un punto obvio de esfuerzo máximo.  $M_n$  es la resistencia nominal de la sección transversal sin factor  $\phi$  y no el momento mayorado aplicado.

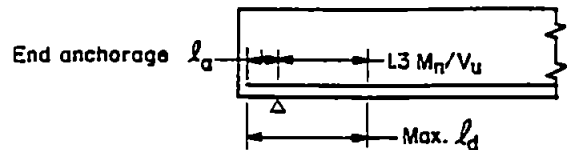
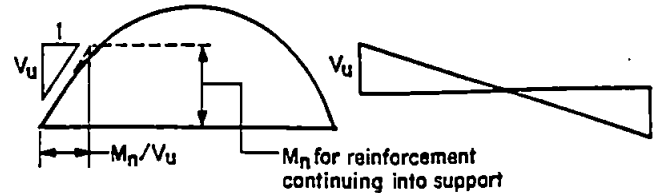
La longitud  $M_n/V_u$  corresponde a la longitud de desarrollo para la barra de mayor diámetro obtenida de la ecuación de adherencia por flexión previamente utilizada  $\sum_o = V/ujd$ , donde  $u$  es el esfuerzo de adherencia, y  $jd$  es el brazo de

$\ell_a$  en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

$\ell_a$  en el punto de inflexión debe limitarse a la altura útil del elemento o  $12d_b$ , el que sea mayor.

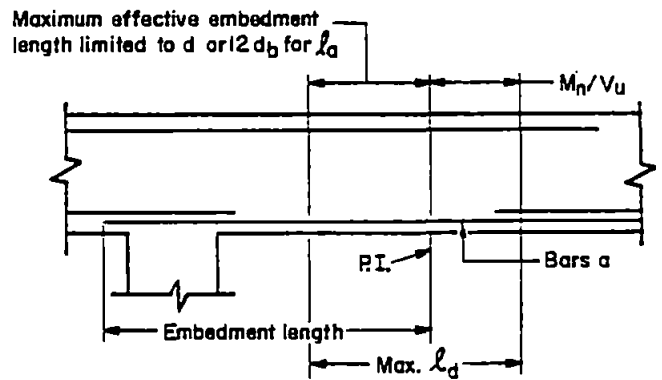
El valor de  $M_n/V_u$  se puede aumentar en un 30% cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

momento. En la edición de 1971 de la norma ACI, este requisito de anclaje se hizo menos estricto en comparación con las normas anteriores, considerando la longitud de anclaje disponible en el extremo  $\ell_a$ , e incluyendo un 30% de aumento para  $M_n/V_u$  cuando los extremos de la armadura se confinen por una reacción de compresión.



Note: The 1.3 factor is usable only if the reaction confines the ends of the reinforcement.

(a) Maximum size of bar at simple support



(b) Maximum size of Bar "a" at point of inflection

Fig. 12.11.3. Criterio para determinar el tamaño máximo de la barra de acuerdo a la sección 12.11.3.

Como ejemplo, supóngase que se proporciona un diámetro de barra a un apoyo simple, de tal manera que  $\ell_d$ , calculado de acuerdo con la sección 12.2, sea igual a  $0.02 A_s f_y / \sqrt{f'_c}$ .

El diámetro de barra proporcionado es satisfactorio solamente si  $0.02 A_s f_y / \sqrt{f'_c}$  no excede de  $1.3 M_n / V_u + \ell_a$ .

El valor de  $\ell_a$  que debe usarse en los puntos de inflexión está limitado por la altura efectiva del elemento  $d$ , o a 12 diámetros de la barra ( $12d_b$ ), el que sea mayor. La figura 12.11.3 (b) ilustra esta disposición en los puntos de inflexión. La limitación  $\ell_a$  se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que una gran longitud de anclaje en el extremo será completamente efectiva al desarrollar una barra en una longitud corta entre un punto de inflexión y un punto de esfuerzo máximo.

## 12.12- Desarrollo de la armadura para momento negativo

12.12.1- La armadura para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un marco rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

## C12.12-Desarrollo de la armadura para momento negativo

En la fig. 12.12 se ilustran dos métodos para satisfacer los requisitos de anclaje de la armadura en tracción más allá de la cara de apoyo. Para el anclaje de la armadura por medio de ganchos, véase la sección 12.5 de los Comentarios.

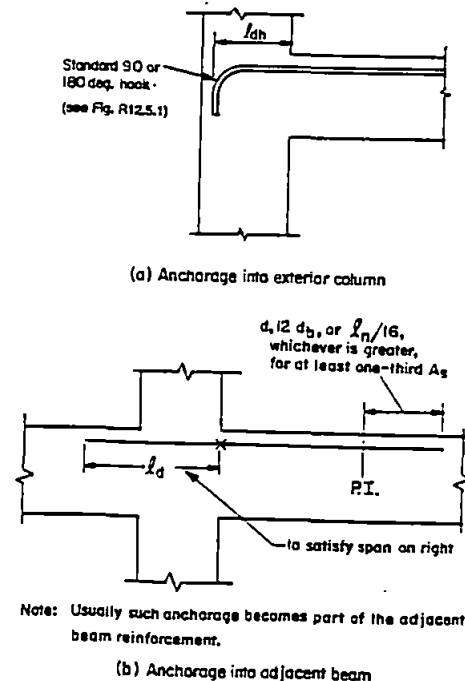


Fig. 12.12 Longitud de desarrollo de la armadura por momento negativo.

La sección 12.12.3 toma en consideración los posibles cambios del diagrama de momento en un punto de inflexión, como se explica en la sección 12.10.3 de estos Comentarios. Este requisito puede exceder al de la sección 12.10.3 y regirá la disposición más estricta.

**12.12.2-** La armadura para momento negativo debe tener una longitud embebida en el vano según lo requerido en las secciones 12.1 y 12.10.3.

**12.12.3-** Por lo menos  $1/3$  de la armadura total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que la altura útil del elemento,  $12d_b$  ó  $1/16$  de la luz libre, la que sea mayor.

### **12.13- Desarrollo de la armadura del alma**

**12.13.1-** La armadura del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

**12.13.2-** Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse por cualquiera de los siguientes medios:

**12.13.2.1-** Para barras  $\phi 16$  y alambre D31 y menores y para barras  $\phi 18$ , 22 y 25 con  $f_y$  igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor de la armadura longitudinal.

### **C12.13-Desarrollo de la armadura del alma**

**C12.13.1-** Los estribos deben estar lo más cerca posible de la cara de compresión del elemento, debido a que cerca de la carga última las grietas de tracción por flexión penetran profundamente.

**C12.13.2-** Los requisitos de anclaje o desarrollo para estribos compuestos de barras o alambre corrugado se cambiaron en la norma de 1989 para simplificar los requisitos. Se suprimió el anclaje recto ya que este estribo es difícil de mantener en el lugar durante la colocación del hormigón, y la ausencia de un gancho puede hacer inefectivo un estribo, ya que cruza grietas de corte cerca del extremo del estribo.

**C12.13.2.1-** Para una barra  $\phi 16$  o más pequeña, se proporciona anclaje por medio de un gancho estándar de estribo, tal como se definió en la sección 7.3.1, enganchado alrededor de una barra longitudinal. La norma de 1989 eliminó la necesidad de una longitud recta embebida además del gancho para estas barras pequeñas, pero la sección 12.3.1 exige un estribo de altura completa.

12.13.2.2- Para estribos  $\phi 18$ , 22 y 25 con  $f_y$  mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar alrededor de una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que  $0,17d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ .

Del mismo modo, estribos más grandes con  $f_y$  igual o menor que 280 MPa están suficientemente anclados con un gancho estándar de estribo alrededor de la armadura longitudinal.

C12.13.2.2- Dado que no es posible hacer un doblez muy cerrado de estribos  $\phi 18$ ,  $\phi 22$ ,  $\phi 25$  alrededor de una barra longitudinal, y debido a la fuerza en una barra con tensión de diseño mayor que 280 MPa, el anclaje de estribos depende tanto del valor del gancho como de cualquier longitud de desarrollo que se proporcione. Una barra longitudinal dentro de un gancho de estribo limita el ancho de cualquier grieta por flexión, aún en una zona de tracción. Puesto que tal gancho de estribo no puede fallar por una hendidura paralela al plano de la barra con gancho, la resistencia del gancho tal como se utiliza en la sección 12.5.2 ha sido ajustada para reflejar el recubrimiento y el confinamiento alrededor del gancho del estribo.

Para estribos con  $f_y$  de sólo 280 MPa, un gancho de estribo proporciona suficiente anclaje, y estas barras están cubiertas en la sección 12.13.2.1. Para barras con resistencias más altas se debe verificar el empotramiento. Se prefiere un gancho de  $135^\circ$  ó  $180^\circ$ , pero se puede utilizar un gancho de  $90^\circ$  si el extremo libre del gancho se prolonga 12 diámetros de la barra como se requiere en 7.1.3.

12.13.2.3- Para cada rama de una malla soldada de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por:

(a) Dos alambres longitudinales colocados con un separación de 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.

(b) Un alambre longitudinal colocado a no más de  $d/4$  de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. El segundo alambre puede estar colocado en una rama del estribó después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de  $8d_b$ .

C12.13.2.3- Los requisitos para el anclaje de estribos de malla de alambre liso electrosoldado se ilustran en la fig. 12.13.2.3.

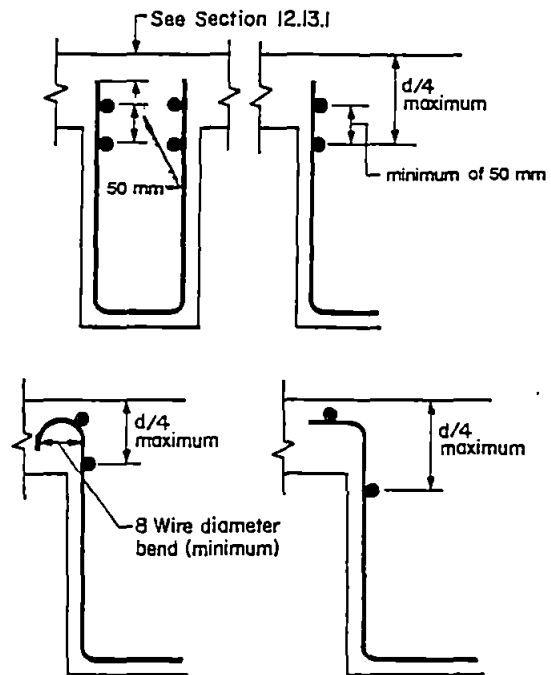


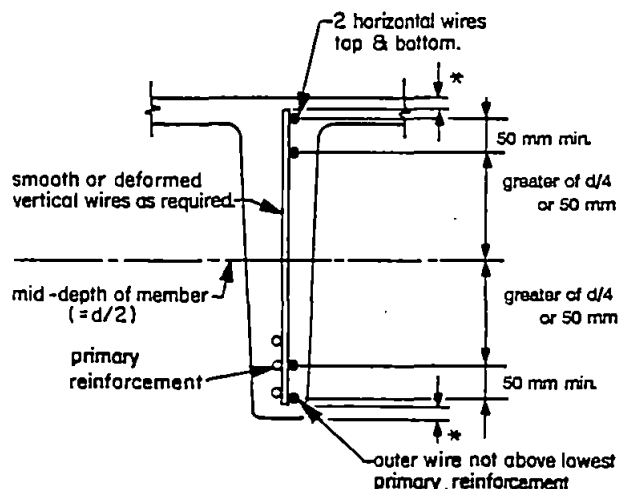
Fig. 12.13.2.3. Anclajes de estribos U de malla de alambre liso electrosoldado en la zona de compresión.

12.13.2.4- Para cada extremo de un estribo de una rama de malla de alambre electrosoldado, liso o estriado, dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interior al menos a  $d/4$  ó 50 mm, según lo que sea mayor, desde media altura del elemento  $d/2$ . El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción de la armadura primaria de flexión más cercana a la cara.

C12.13.2.4- El empleo de malla de alambre electrosoldado como armadura por corte se ha vuelto común en la industria de prefabricados y pretensados de hormigón. Las razones para aceptar láminas rectas de malla de alambre como armadura por corte, se presentan en un informe conjunto del Comité ad hoc PCI/WRI sobre Malla de Alambre Electrosoldada para Armadura por Corte.<sup>12.15</sup>

Las disposiciones para anclaje de malla de alambre electrosoldado de una sola rama, en la cara de tracción, subrayan la ubicación del alambre longitudinal a la misma altura que la armadura principal de flexión, para evitar el problema de hendimiento a nivel del acero de tracción. La fig. 12.13.2.5 ilustra los requisitos de anclaje para malla de alambre electrosoldado de una sola rama. Para el anclaje de malla de alambre electrosoldado de una sola rama, la norma permite ganchos y una longitud de embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos (secciones 12.13.2.1

y 12.12.2.3) y sólo una longitud embebida en la cara de compresión (sección 12.13.2.2). La sección 12.13.2.5 tiene disposiciones para anclaje de malla de alambre soldado, recto, de una sola rama, donde se emplea el anclaje del alambre longitudinal con una longitud adecuada embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos.



\*See section 12.13.1

Fig. 12.13.2.4. Anclaje de la armadura de corte formado por una rama de malla de alambre electrosoldado.

12.13.3- Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe llevar una barra longitudinal.

12.13.4- Las barras longitudinales dobladas para trabajar como armadura de corte, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con la armadura longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad de la altura útil,  $d/2$ , como se especifica para la longitud de desarrollo en la sección 12.2 para la fracción de  $f_y$  que se necesita para satisfacer la ecuación (11-19).

12.13.5- Las parejas de estribos o amarras en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del traslape sea de  $1.3\ell_d$ . En elementos con una altura útil de al menos 500 mm, los empalmes con  $A_b f_y$  no mayor que 40 kN

C12.13.5- Estos requisitos para el traslape de los estribos dobles en U, a fin de formar estribos cerrados, prevalecen sobre las disposiciones de la sección 12.15.

por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.

## 12.14- Empalmes de la armadura - Generalidades

12.14.1- En la armadura sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de cálculo, las especificaciones, o si lo autoriza el Ingeniero.

### 12.14.2- Traslapes

12.14.2.1- Para las barras mayores de  $\phi 36$  no se deben utilizar traslapes, excepto para los casos indicados en la sección 12.16.2 y 15.8.2.3.

12.14.2.2- Los traslapes de paquetes de barras deben basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con la sección 12.4. Los traslapes de las barras individuales del paquete no deben superponerse. No deben traslaparse paquetes enteros.

12.14.2.3- En elementos sometidos a flexión las barras traslapadas que no quedan en contacto entre si no deben separarse transversalmente a más de  $1/5$  de la longitud de traslape requerida, ni más de 150 mm.

## C12.14- Empalmes de la armadura - Generalidades

Cuando sea posible, los empalmes deben estar localizados lejos de los puntos de máximo esfuerzo de tracción. Los requisitos de traslapes de la sección 12.15 alientan esta práctica.

### C12.14.2- Traslapes

C12.14.2.1- Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre traslapes de barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$  en compresión y en tracción, el traslape de estos tamaños de barras está prohibido, excepto en lo permitido por las secciones 12.16.2 y 15.8.2.4 para traslapes de compresión de barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$  con barras menores.

C12.14.2.2- El incremento requerido en la longitud de los traslapes para los paquetes de barras se basa en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. El valor de  $\ell_d$  que se debe utilizar al calcular la longitud de los traslapes prescrita en las secciones 12.15.1 ó 12.16.1 es el correspondiente a una barra individual. Las barras en paquete se empalman en traslapes de barras individuales a lo largo de una longitud del paquete. Dos paquetes no pueden ser traslapados como barras individuales.

C12.14.2.3- Si las barras individuales en un traslape sin contacto están demasiado separadas, se crea una sección no armada. Entonces, como precaución mínima debe forzarse a la grieta potencial para que siga una línea en zigzag (pendiente 5 a 1). El espaciamiento máximo de 150 mm se agrega debido a que la mayoría de los datos de ensayos sobre el traslape de barras con resalte se obtuvieron con armadura que estuvo dentro de este espaciamiento.



### 12.14.3- Emplames soldados y uniones mecánicas

12.14.3.1- Se puede usar empalmes soldados u otras uniones mecánicas.

12.14.3.2- Excepto en lo dispuesto por este código, todo lo referente a soldaduras se debe llevar a cabo de acuerdo con el "Structural Welding Code - Reinforcing Steel" (AWS D1.4).

12.14.3.3- Un empalme totalmente soldado debe tener barras soldadas de tope capaces de desarrollar en tracción, por lo menos, un 125% de la tensión de fluencia especificada  $f_y$  de la barra.

12.14.3.4- Las conexiones totalmente mecánicas deben ser capaces de desarrollar en tracción ó compresión, según se requiera, por lo menos un 125% de la tensión de fluencia especificada  $f_y$  de la barra.

12.14.3.5- Los empalmes soldados y las uniones mecánicas que no cumplan con los requisitos de las secciones 12.14.3.3 ó 12.14.3.4 se pueden utilizar para los casos indicados en la sección 12.15.4.

### C12.14.3- Empalmes soldados y uniones mecánicas

C12.14.3.2- La norma requiere que toda soldadura de la armadura se realice conforme al código de la American Welding Society: "Structural Welding Code-Reinforced Steel" (AWS D1.4). Véase la sección 3.5.2 de los Comentarios para el análisis de la soldadura.

C12.14.3.3- El empalme totalmente soldado esta pensado principalmente para barras grandes ( $\phi 18$  y menores) en elementos principales. El requisito de resistencia a la tracción, de 125% de la tensión de fluencia especificada asegurará una soldadura sana, adecuada también para compresión. El esfuerzo máximo en la armadura empleado en el diseño es, según la norma, la tensión de fluencia. A fin de asegurar la resistencia suficiente a los empalmes, de forma tal que se pueda lograr la fluencia en los elementos, evitando así una falla frágil, se ha seleccionado el 25% de incremento respecto a la tensión de fluencia especificada como un mínimo adecuado de seguridad y una máxima economía práctica.

C12.14.3.4- También se requiere que las uniones totalmente mecánicas desarrollen el 125% de la tensión de fluencia, en tracción o en compresión, por las mismas razones expuestas para los empalmes totalmente soldados en los Comentarios a la sección 12.14.3.3.

C12.14.3.5- Se permite el empleo de empalmes soldados o uniones mecánicas de resistencia menor al 125% de la tensión de fluencia, si se cumple con los criterios mínimos de diseño de la sección 12.15.4. Por consiguiente, en ciertas condiciones se permiten los traslapes soldados de las barras, con o sin material de respaldo, la

soldadura a placas de conexión, y los traslapes de contacto en los extremos.

### 12.15- Empalmes de alambres y barras con resaltes sometidas a tracción

12.15.1- La longitud mínima del traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Traslape clase A.....	$1.0\ell_d$
Traslape clase B.....	$1.3\ell_d$

donde  $\ell_d$  es la longitud de desarrollo por tracción para la tensión de fluencia especificada  $f_y$ , de acuerdo con la sección 12.2 y sin el factor de modificación de la sección 12.2.5.

### C12.15-Empalmes de alambres y barras con resaltes sometidas a tracción

C12.15.1- Los traslapes sometidos a tracción se clasifican como tipo A y B, en los cuales la longitud de traslape es un múltiplo de la longitud de desarrollo en tracción  $\ell_d$ . La longitud de desarrollo  $\ell_d = \ell_{db}$  x factores de modificación aplicables (sección 12.2), empleada para obtener la longitud del traslape, debe basarse en  $f_y$  total, porque las clasificaciones de empalmes ya reflejan cualquier exceso de armadura en el sitio del empalme; por lo tanto, no debe emplearse el factor para  $A_g$  en exceso de la sección 12.2.5. Los factores de modificación de la sección 12.2.4 para armadura de la parte superior, para hormigón liviano y para armadura con recubrimiento epóxico deben aplicarse cuando sea apropiado. También debe incluirse el factor de modificación de la sección 12.2.3 para tomar en cuenta el espaciamiento libre, cantidad de recubrimiento y armadura transversal. Cuando muchas barras se empalman en la misma sección, el espaciamiento libre es la distancia mínima entre las barras medida fuera de la longitud del empalme menos un diámetro de barra. Para traslapes en columnas con barras desalineadas, la Fig. 12.15.1 (a) ilustra el espaciamiento libre que debe usarse. Para traslapes escalonados, el espaciamiento libre es la distancia entre barras de traslapes adyacentes [distancia x en la Fig. 12.15.1. (b)] menos los diámetros de cualesquiera barras intermedia no empalmada.

La norma de 1989 contiene varios cambios en la longitud de desarrollo en tracción (Sección 12.2) que eliminan muchos de los casos relacionados con empalmes de tracción debido a barras muy cercanas entre si con un recubrimiento mínimo. Así pues, el traslape de clase C fue eliminado, aunque las longitudes de desarrollo en las cuales se basan las longitudes de traslape, en algunos

casos se han incrementado. El Comité 318 consideró las sugerencias de muchas fuentes, incluyendo el Comité 408, pero ha retenido una longitud de traslape de dos niveles primordialmente para alentar a los diseñadores a traslapar barras en puntos de esfuerzo mínimo, y para alternar traslapes para mejorar el comportamiento de detalles críticos.

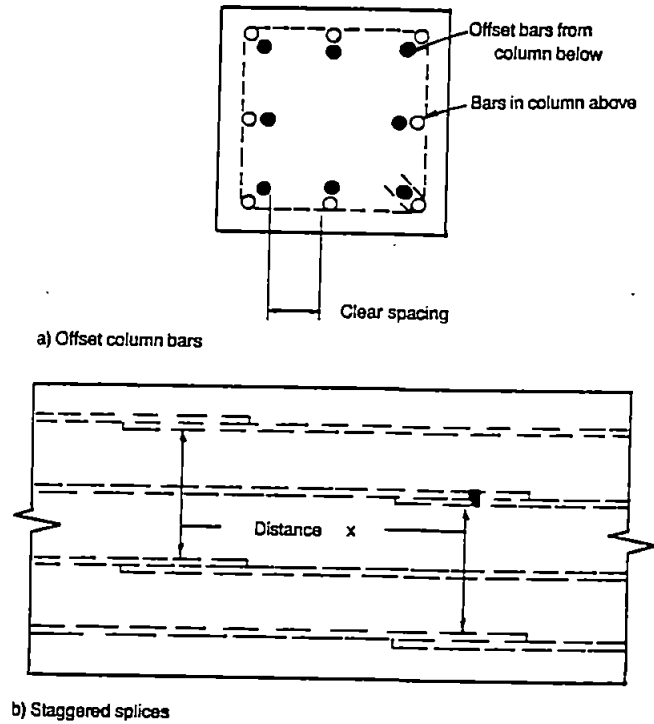


Fig. 12.15.1. Espaciamiento libre de barras traslapadas.

**12.15.2-** Los traslapes de alambres y barras con resaltes sujetos a tracción deben ser traslapes clase B, excepto que se admiten traslapes de clase A cuando: (a) el área de armadura proporcionado es al menos el doble que el requerido por análisis a todo lo largo del traslape y (b) la mitad, o menos, de la armadura total está traslapada dentro de la longitud del traslape requerido.

**C12.15.2-** Los requisitos para traslapes en tracción de la sección 12.15.1 fomentan la localización de los traslapes fuera de las zonas de altos esfuerzos de tracción, hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del traslape sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis. La Tabla 12.15.2 presenta en forma tabular los requisitos para traslapes tal y como se aprecia en anteriores ediciones de la norma.

TABLA C12.15.2 Traslapes de tracción

A <sub>s</sub> proporcionado A <sub>s</sub> requerido	Porcentaje máximo de A <sub>s</sub> traslapado en la longitud requerida para dicho traslape	
	50	100
Igual o mayor que 2	clase A	clase B
menor que 2	clase B	clase B

\* Razón entre el área de armadura proporcionado y la requerida por medio del análisis en la zona de traslape

**12.15.3-** Los empalmes soldados o las uniones mecánicas utilizados donde el área de armadura proporcionada es menor del doble de la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 o de la 12.14.3.4.

**12.15.4-** Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizados donde el área de armadura proporcionada es, por lo menos, el doble de la requerida por el análisis deben cumplir con lo siguiente:

**12.15.4.1-** Los empalmes deben estar escalonados cuando menos 600 mm., de tal manera que desarrollen en cada sección, por lo menos, 2 veces la fuerza de tracción calculada en esa sección, pero no menos de 140 MPa para el área total de armadura proporcionada.

**12.15.4.2-** Cuando se calcula la fuerza de tracción desarrollada en cada sección, la armadura empalmada puede evaluarse con la resistencia especificada del traslape. La armadura no empalmada debe evaluarse con aquella fracción de  $f_y$  definida por la razón de la longitud de anclaje real más corta a  $\ell_d$  requerida para desarrollar la tensión de fluencia especificada  $f_y$ .

**12.15.5-** Los empalmes en "elementos de amarre en tracción" se deben hacer con un empalme completamente soldado o una unión mecánica completa, de acuerdo con las secciones 12.14.3.3 ó 12.14.3.4, y los empalmes en las barras

**C12.15.3-** Un empalme soldado o unión mecánica debe desarrollar por lo menos, un 125% de la tensión de fluencia especificada, cuando se encuentra localizado en regiones con elevadas tracciones en la armadura.

**C12.15.4-** Véase el comentario de la sección 12.14.3.5. Esta sección describe la situación en que se puede utilizar empalmes soldados o uniones mecánicas de menor resistencia que el 125% de la tensión de fluencia especificada de la armadura. Se relajan los requisitos para empalmes donde éstos o las conexiones están alternados y se dispone de un área de armadura en exceso. El criterio del doble de la fuerza de tracción calculada se emplea para incluir secciones que contengan empalmes parciales en tracción, con diversos porcentajes del acero total continuo. El empalme parcial usual en tracción debe consistir en una soldadura acampanada en ranura entre las barras o entre una barra y una pieza de acero estructural.

Para detallar este tipo de soldadura, su longitud debe estar especificada. Estas soldaduras están clasificadas como el producto de la longitud total de la soldadura por el tamaño de la ranura (que se establece mediante el tamaño de la barra) por el esfuerzo de diseño permitido por el "Structural Welding Code Reinforced Steel" (AWS D1.4).

**C12.15.5-** Un elemento de amarre en tracción tal como lo considera el Comité ACI 318, tiene las siguientes características: un elemento que tiene una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción sobre la sección transversal; un nivel tal

adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 760 mm.

de esfuerzo en la armadura que todas las barras deben ser completamente efectivas; y un recubrimiento limitado de hormigón en todos sus lados. Algunos elementos que, como ejemplos, se pueden clasificar como elementos de amarre en tracción son tensores en los arcos, colgadores que transmiten la carga a una estructura de soporte superior y elementos principales de tracción en una cercha.

Al determinarse si un elemento debe clasificarse como elemento de amarre en tracción, debe presentarse atención a la importancia, función, proporciones y condiciones de esfuerzo del mismo en relación con las características antes mencionadas. Por ejemplo, el gran tanque circular común con muchas barras y con traslapes bien escalonados con suficiente espaciamiento no debe clasificarse como un elemento de amarre en tracción, y permite el uso de traslapes clase B.

### 12.16- Empalmes de barras con resaltes sometidas a compresión

### C12.16-Empalmes de barras con resaltes sometidas a compresión

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se complica por el problema del agrietamiento transversal de tracción y de este modo, los empalmes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las especificadas para los empalmes en tracción. En ediciones posteriores de la norma se han conservado las longitudes mínimas para los traslapes en columnas, originalmente incluidos en la edición 1956 de la norma del ACI, aplicándolas también a barras sujetas a compresión en vigas, al igual que a aceros de mayor resistencia. Desde la edición 1971 no se ha hecho ningún cambio en las especificaciones para empalmes en compresión.

12.16.1- La longitud de un traslape en compresión debe ser de  $0.07 f_y d_b$ , para  $f_y$  igual a 420 MPa o menor, o  $(0.13 f_y - 24)d_b$  para  $f_y$  mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm. Para

C12.16.1- Esencialmente, los requisitos de traslapes para los empalmes en compresión han permanecido iguales desde la norma ACI de 1963.

$f'_c$  menor que 20 MPa, la longitud del traslape debe incrementarse en 1/3.

**12.16.2-** Cuando se traslapan barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del traslape debe ser mayor que: la longitud de desarrollo de la barra de tamaño mayor, ó la longitud de traslape de la barra de diámetro menor. Barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$  pueden traslaparse con barras  $\phi 36$  y de diámetro menor.

**12.16.3-** Los empalmes soldados o las uniones mecánicas usadas en compresión deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 ó 12.14.3.4.

#### **12.16.4- Empalmes de tope**

**12.16.4.1-** En las barras que se requieren sólo para compresión, la tensión de compresión se puede transmitir por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

**12.16.4.2-** Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de  $1.5^\circ$ , y deben ser ajustadas con una

Los valores de la norma de 1963 se modificaron en la norma de 1971 para reconocer varios grados de confinamiento y para permitir diseños con armadura con una tensión de fluencia hasta de 550 MPa. Los ensayos<sup>12.1, 12.16</sup> han demostrado que la resistencia de los empalmes en compresión depende considerablemente del apoyo en el extremo y, por consiguiente, no aumentan de manera proporcional en resistencia cuando se duplica la longitud de dichos empalmes. Por lo tanto, para resistencias a la fluencia de más de 420 MPa, las longitudes de traslapes en compresión se han incrementado de manera significativa, excepto cuando existen confinamiento por zunchos (como en las columnas con zuncho) donde el aumento es aproximadamente del 10% para 500 MPa.

**C12.16.2-** La longitud del traslape debe calcularse basado en el mayor de: (1) la longitud del traslape en compresión de la barra de tamaño menor, o (2) la longitud de desarrollo en compresión de la barra de tamaño mayor. Por lo general, los traslapes están prohibidos para barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$ ; no obstante, sólo para compresión se permiten traslapes de barras  $\phi 44$  ó  $\phi 56$  a barras  $\phi 36$  o menores.

#### **C12.16.4- Empalmes de tope**

**C12.16.4.1-** La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas de la vertical, se requiere atención especial para garantizar que el contacto adecuado de apoyo en el extremo se logre y se mantenga.

**C12.16.4.2-** Estas tolerancias se incluyeron en la norma de 1971, representando la práctica basada en ensayos de elementos de tamaño natural con barras  $\phi 56$ .

tolerancia de 3° del apoyo completo después del ensamble.

**12.16.4.3-** Los traslapes de tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos ó amarras cerradas ó zunchos.

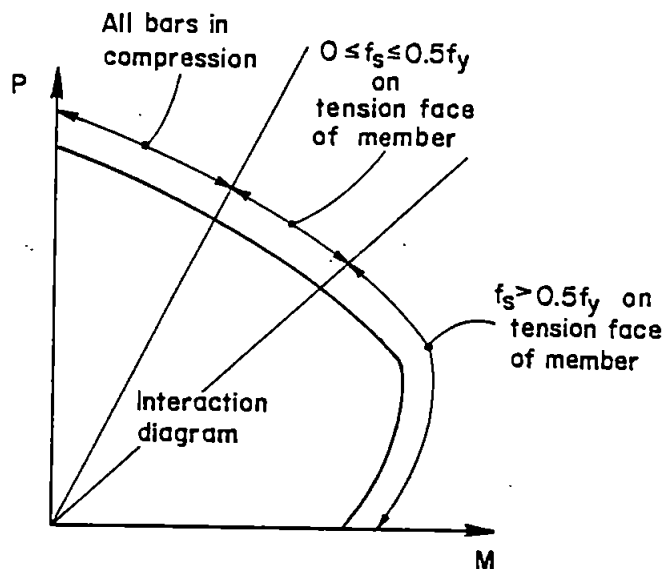
## 12.17- Requisitos especiales de empalmes para columnas

**12.17.1-** Los traslapes, empalmes soldados a tope, conexiones mecánicas, ó empalmes de tope deben usarse, con las limitaciones de las secciones 12.17.2 a la 12.17.4 . El empalme debe satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

**C12.16.4.3-** Esta limitación se incluyó en la norma de 1971 para garantizar una resistencia mínima de corte en secciones con empalmes de tope.

## C12.17-Requisitos especiales de empalmes para columnas

En columnas sujetas a cargas axiales y de flexión se pueden presentar esfuerzos por tracción una cara de la columna con excentricidades grandes o moderadas, tal como se muestra en la fig. 12.17. Cuando dichas tracciones se presentan, la sección 12.17 especifica que deben utilizarse empalmes de tracción, o en su defecto, proporcionarse una resistencia a la tracción adecuada. Además, se requiere de una capacidad mínima a la tracción en cada cara de las columnas, aun cuando el análisis indique únicamente compresión.



**Fig. 12.17.** Requisitos especiales para empalmes en columnas.

La norma de 1989 clarifica esta sección sobre la base de que un traslape de compresión tiene una capacidad de tracción de por lo menos un cuarto

de  $f_y$ , lo que simplifica los requisitos de cálculo sugeridos en las ediciones anteriores de la norma.

Debe notarse que el empalme en columnas debe satisfacer requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna. Frecuentemente, la combinación básica de carga gravitacional tendrá prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya viento o sismo puede inducir una tracción mayor en algunas barras de las columnas, y los empalmes para columnas deben diseñarse para esta tracción.

La sección 12.17 ha sido reorganizada para definir más claramente los requisitos para diferentes tipos de empalmes de barras en las columnas.

### 12.17.2- Traslapes en columnas

12.17.2.1- Cuando la tensión de las barras debido a las cargas mayoradas es de compresión los traslapes deben cumplir con 12.16.1, 12.16.2, y cuando sea aplicable 12.17.2.4 o 12.17.2.5.

12.17.2.2- Cuando la tensión de las barras debido a las cargas mayoradas es de tracción, y no excede  $0.5f_y$  en tracción, los traslapes por tracción deben ser clase B si más de la mitad de las barras se traslapan en cualquier sección, ó traslapes por tracción de clase A si la mitad o menos de las barras están traslapadas en cualquier sección, y los traslapes alternos están escalonados en  $\ell_d$ .

12.17.2.3- Cuando la tensión de las barras debido a cargas mayoradas es mayor que  $0.5f_y$  en tracción, los traslapes por tracción deben ser clase B.

12.17.2.4- En elementos sujetos a compresión en que las amarras a lo largo de toda la longitud del traslape tengan un área efectiva no menor que  $0.0015hs$ , la longitud del traslape se puede multiplicar por 0.83, pero la longitud de traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de la

C12.17.2.1- La norma de 1989 ha sido simplificado para barras en columnas que están siempre en compresión, en base a que un traslape en compresión tiene adecuada resistencia a tracción para excluir requisitos especiales.

C12.17.2.4- Se permiten longitudes reducidas de traslape cuando el empalme está encerrado en toda su longitud por un número mínimo de amarras.

Las longitudes de traslapes de compresión pueden multiplicarse por 0.83 para elementos con amarras



amarras perpendiculares a la dimensión  $h$  deben usarse para determinar el área efectiva.

en compresión cuando el área de amarras en toda la longitud del traslape es de al menos  $0.0015 h_s$ , pero la longitud del traslape no puede ser menor de 300 mm.

Las ramas de amarra perpendiculares a cada dirección se calculan por separado y el requisito debe ser satisfecho en cada dirección. Esto se ilustra en la Fig. 12.17.2, en donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra dirección. Este cálculo es crítico en una dirección que normalmente puede determinarse por inspección.

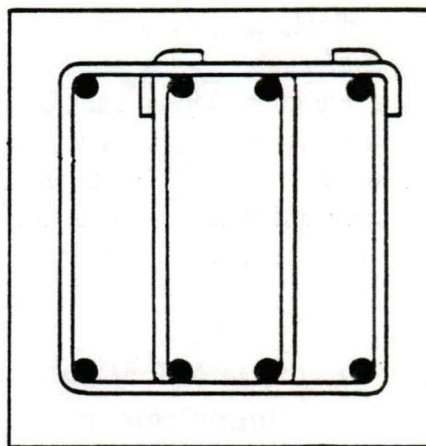


Fig. 12.17.2 Para calcular el área efectiva se utilizan las ramas de la amarra que cruzan el eje de flexión. En el caso mostrado cuatro ramas son efectivas.

**12.17.2.5-** En elementos sometidos a compresión con zunchos, la longitud del traslape de las barras dentro del zuncho se puede multiplicar por 0.75 pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

### 12.17.3- Empalmes soldados o uniones mecánicas en columnas

Los traslapes soldados o las uniones mecánicas en columnas deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 ó 12.14.3.4.

**C12.17.2.5-** Las longitudes de los traslapes por compresión pueden reducirse cuando el traslape está encerrado en toda su longitud por zunchos debido a la mayor resistencia al hendimiento. Los espirales deben cumplir con los requisitos de las secciones 7.10.4 y 10.9.3.

**C12.17.3-** Se permiten empalmes soldados o acopladores para empalmes en columnas, pero deben estar diseñados como un empalme de soldadura completa o una conexión mecánica total que desarrolla 125% de  $f_y$ , tal como lo exigen las secciones 12.16.3 y 12.14.3.3 o la sección

12.14.3.4. Tradicionalmente se prueba la capacidad del empalme tracción, y se exige la resistencia completa para reflejar las elevadas cargas compresión posibles en elevadas de las columnas debido a los efectos de fluencia la armadura. Si se desea un acoplador que desarrolle menos que una conexión mecánica total, entonces el empalme debe cumplir todos los requisitos para un empalme de tope de las secciones 12.16.4 y 12.17.4.

#### **12.17.4- Empalmes de tope en columnas**

Los empalmes de tope que cumplan con la sección 12.16.4 pueden usarse para barras de columnas sometidas a tensiones de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen suples en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en la tensión de fluencia especificada  $f_y$ , no menor que  $0.25f_y$  veces el área de la armadura vertical en esa cara.

**C12.17.4-** Los empalmes de tope usados para empalmar barras de columnas que están siempre sujetas a compresión deben tener una capacidad de tracción de 25% de tensión de fluencia del área de acero en cada cara de la columna, ya sea escalonando los empalmes de tope o agregando barra adicionales a través del lugar del empalme. Los empalmes de tope deben ajustarse a la sección 12.16.4.

#### **12.18- Empalmes de malla de alambre estriado electrosoldado sometida a tracción**

**12.18.1-** La longitud mínima del traslape de mallas de alambre estriado electrosoldado, medida entre los extremos de cada hoja de malla, no debe ser menor que  $1.3\ell_d$  ni 200 mm; y el traslape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor que 50 mm.  $\ell_d$  debe ser la longitud de anclaje para la tensión especificada a la fluencia  $f_y$  de acuerdo con la sección 12.7.

**12.18.2-** Los traslapes de malla de alambre estriados soldado, sin un alambre transversal dentro de la longitud del traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre estriado.

#### **C12.18- Empalmes de malla de alambre estriado electrosoldado sometida a tracción**

Las disposiciones de empalme para malla estriada se basan en los ensayos disponibles<sup>12.17</sup>. Los requisitos se simplificaron (suplemento de la norma de 1976) respecto a las disposiciones de la norma del ACI de 1971, suponiendo que sólo un alambre transversal en cada hoja de malla está traslapado y que se calcula la longitud de empalme como  $1.3\ell_d$ . La longitud de desarrollo  $\ell_d$  es la que se calcula de acuerdo con las disposiciones de la sección 12.7, sin tomar en consideración los 200 mm como mínimo. Los 200 mm se aplican a la totalidad de la longitud del empalme (véase la fig. 12.18). Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de traslape, se pueden aplicar las disposiciones para alambre estriado.

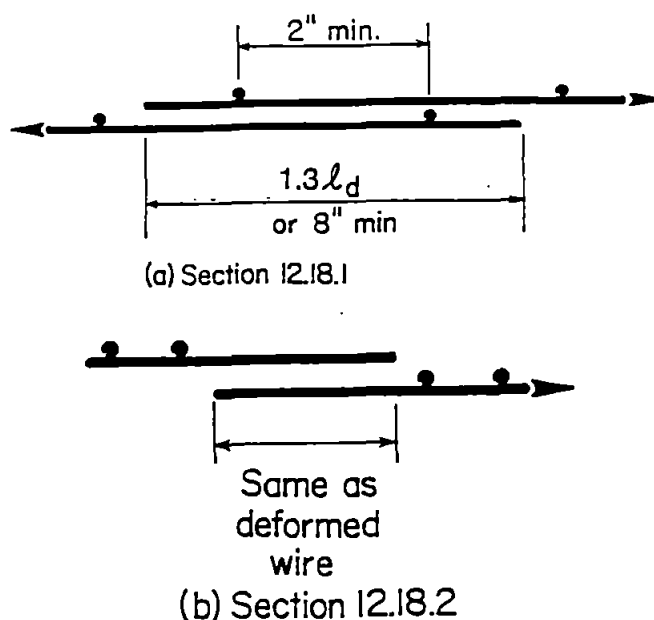


Fig. 12.18 Traslapes en mallas estriadas.

### 12.19- Traslapes de malla de alambre liso electrosoldado sometida a tracción

La longitud mínima de traslapes de malla de alambre liso electrosoldado debe cumplir con las siguientes especificaciones:

### C12.19- Traslapes de malla de alambre liso electrosoldado sometida a tracción

La resistencia de los traslapes de malla de alambre liso electrosoldado depende fundamentalmente del anclaje obtenido en los alambres transversales y no de la longitud del alambre en el traslape. Por esta razón, se especifica el empalme en términos de traslape de los alambres transversales y no en diámetro del 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 hormigón entre éstos. La investigación<sup>12.18</sup> ha demostrado que se requiere una mayor longitud de traslape cuando se empalma una malla de alambres de diámetro grande, con poca separación, y como consecuencia, se proporcionan requisitos de longitud adicional del traslape para estas mallas, además de un mínimo adicional absoluto de 150 mm. La longitud de desarrollo  $\ell_d$ , es la que se calcula de acuerdo con las disposiciones de la sección 12.8,

sin tomar en consideración el mínimo de 150 mm. Los requisitos para el traslape se ilustran en la fig. 12.19.

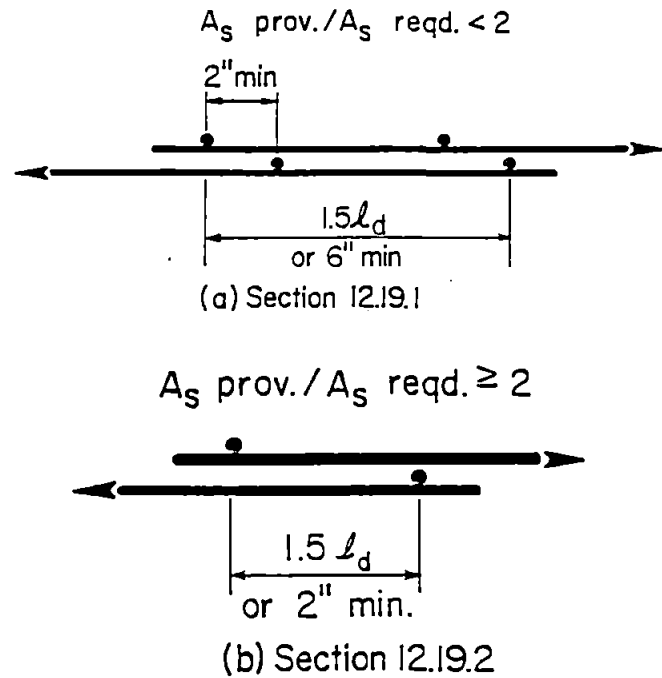


Fig. 12.19. traslapes en mallas de alambre liso.

12.19.1- Cuando el área de la armadura proporcionada es menor que 2 veces la requerida por el análisis en la zona del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, ni menor que  $1.5 \ell_d$ , ni 150 mm.  $\ell_d$  debe ser la longitud de desarrollo para la tensión de fluencia especificada  $f_y$  de acuerdo con la sección 12.8.

12.19.2- Cuando el área del acero de refuerzo proporcionada es por lo menos dos veces la requerida por el análisis en la localización del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no deben ser menor que  $1.5 \ell_d$  ni que 50 mm.  $\ell_d$  debe ser la longitud de desarrollo para la tensión especificada a la fluencia  $f_y$  de acuerdo con la sección 12.8.

## QUINTA PARTE - SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### CAPÍTULO 13 - SISTEMAS DE LOSA EN DOS DIRECCIONES

#### 13.0- Notación

- $b_1$  = ancho de la sección crítica definida en la sección 11.12.6.1 medida en la dirección de la luz para la cual se han determinado los momentos, mm.
- $b_2$  = ancho de la sección crítica definida en la sec. 11.12.6.1, medida en la dirección perpendicular a  $b_1$ , mm.
- $c_1$  = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula, medida en la dirección de la luz según la cual se determinan los momentos, mm.
- $c_2$  = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm.
- $C$  = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión. Véase la ecuación (13-7).
- $E_{cb}$  = módulo de elasticidad del hormigón de la viga.
- $E_{cs}$  = módulo de elasticidad del hormigón de la losa.
- $h$  = espesor total del elemento, mm.
- $I_b$  = momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección total de una viga, según se define en la sec. 13.2.4
- $I_s$  = Momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección total de la losa.  
=  $h^3/12$  veces el ancho de la losa definido en las notaciones  $\alpha$  y  $\beta_t$ .
- $K_b$  = rigidez a flexión de la viga; momento por unidad de rotación.
- $K_c$  = rigidez a flexión de la columna; momento por unidad de rotación.
- $K_s$  = rigidez a flexión de la losa; momento por unidad de rotación.

Los métodos de diseño que se exponen en el capítulo 13 se basan en los análisis de los resultados de una serie extensa de ensayos<sup>13.1-13.7</sup> y en el registro, bien establecido, del comportamiento de varios sistemas de losas. Gran parte del capítulo 13 está relacionado con la selección y distribución de la armadura por flexión. Por lo tanto, es recomendable, antes de discutir las diversas reglas para el diseño, prevenir al proyectista de que el problema fundamental respecto a la seguridad de un sistema de losas en la transmisión de la carga de la losa a las columnas por flexión, torsión y corte. En el capítulo 11 se exponen los criterios de diseño por torsión y corte en losas.

Las ayudas de diseño que se vayan a emplear en el análisis de ingeniería de sistemas de losas en dos direcciones, se presentan en el ACI 340.4R-84[SP-17 (S)].<sup>13.8</sup> Las ayudas de diseño se suministran para simplificar la aplicación de los métodos de Diseño Directo y de Marco Equivalente del capítulo 13.

$K_t$  = rigidez a torsión de un elemento sujeto a torsión; momento por unidad de rotación.

$\ell_n$  = luz libre en la dirección en que se determinan los momentos, medida entre los bordes de los apoyos.

$\ell_1$  = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida de centro a centro de los apoyos.

$\ell_2$  = luz transversal a  $\ell_1$ , medida de centro a centro de los apoyos. Véase también las secciones 13.6.2.3 y 13.6.2.4.

$M_0$  = momento estático total mayorado.

$M_u$  = momento mayorado en la sección considerada.

$w_d$  = carga permanente mayorada por unidad de área.

$w_l$  = sobrecarga mayorada por unidad de área.

$w_u$  = carga mayorada por unidad de área.

$x$  = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal.

$y$  = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal.

$\alpha$  = razón entre la rigidez a flexión de una sección de la viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de las losas adyacentes (si las hay) en cada lado de la viga

$$= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$\alpha_c$  = razón entre la rigidez a flexión de las columnas arriba y abajo de la losa y la rigidez combinada a flexión de las losas y vigas en una unión, consideradas en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

$$= \frac{\sum K_c}{\sum (K_s + K_b)}$$

$\min$  =  $\alpha_c$  mínimo para satisfacer la sección 13.6.10(a).

$\alpha_1$  =  $\alpha$  en la dirección de  $\ell_1$ .

$\alpha_2$  =  $\alpha$  en la dirección de  $\ell_2$ .

$\beta_a$  = razón entre la carga permanente por unidad de área y la sobrecarga por unidad de área (en ambos casos, sin mayorar).

$\beta_t$  = razón entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos.

$$= \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

$\gamma_f$  = fracción del momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna. Véase la sección 13.3.3.2.

$\delta_s$  = factor que se define en la ecuación (13-5). Véase la sección 13.6.10

## 13.1- Alcance

13.1.1- Las disposiciones del capítulo 13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas armadas para flexión en más de una dirección con o sin vigas entre apoyos.

## C13.1- Alcance

Los principios fundamentales de diseño contenidos en el capítulo 13 se aplican a todo sistema estructural plano sujeto a cargas transversales. Sin embargo, algunas de las reglas específicas de diseño, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se aplica el capítulo 13. Las características generales de los sistemas de losas que se pueden diseñar de acuerdo con el capítulo 13 se describen en esta sección. Estos sistemas incluyen "losas plana", "placas planas", "losas en dos direcciones" y "losas reticulares". Las losas con techos reticulados son sistemas de vigas de banda ancha en dos direcciones.

Se excluyen las verdaderas "losas en una dirección" armadas para resistir esfuerzos de flexión en una sola dirección. Las losas que se apoyan sobre el suelo, que no transmiten cargas verticales originadas en otras partes de la estructura del suelo, quedan igualmente excluidas.

Para losas con vigas, los procedimientos explícitos de diseño descritos en el capítulo 13 se aplican sólo cuando las vigas se encuentran en los bordes de la losa y, o cuando las vigas están apoyadas sobre columnas u otros apoyos, esencialmente fijos, colocados en las esquinas de la losa. Las losas en dos direcciones con vigas en una dirección, en donde la losa y viga están soportadas por

cadenas en la otra dirección, se pueden diseñar de acuerdo con los requerimientos generales del capítulo 13. Dichos diseños se deben basar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y cadenas de apoyo.

En las losas que se apoyan sobre muros, los procedimientos explícitos de diseño de este capítulo consideran al muro como una viga infinitamente rígida. Por lo tanto, cada muro debe soportar la longitud total de un borde de la losa. (Véase la sección 13.2.3.). Las columnas tipo muro con una longitud menor a la de la losa pueden ser tratadas como columnas.

**13.1.2-** Un sistema de losas puede apoyarse en columnas o muros. Si está apoyado en columnas, las dimensiones  $c_1$  y  $c_2$  y la longitud de la luz libre  $\ell_n$  deben basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o cuña achaflanada, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45 grados con respecto al eje de la columna.

**13.1.3-** En el capítulo 13 se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en dos direcciones con rellenos permanentes o removibles entre las nervaduras o vigas.

**13.1.4-** El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con el capítulo 13 debe estar conforme a las disposiciones de la sección 9.5.3.

## 13.2- Definiciones

**13.2.1-** Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a  $0.25\ell_2$  ó  $0.25\ell_1$ , el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hay.

## C13.2- Definiciones



13.2.2- Una losa intermedia es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

13.2.3- Un paño de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

13.2.4- Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

C13.2.3- Por definición, una losa incluye todos los elementos sujetos a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas. Así, la franja de columnas incluye las vigas, si las hay.

C13.2.4- Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa como si fueran alas. En la fig. 13.2.4 se proporcionan ejemplos de la regla de esta sección.

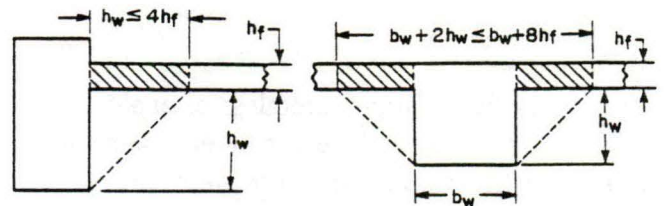


Fig. 13.2.4 Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según la sección 13.2.4.

### 13.3- Procedimientos de diseño

13.3.1- Un sistema de losas puede diseñarse mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en las secciones 9.2 y 9.3, y se cumplen todas las condiciones de servicio incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

### C13.3- Procedimientos de diseño

C13.3.1- Esta sección permite al proyectista efectuar un diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de seguridad y de servicio. El diseño de la losa puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia, incluyendo en todos los casos la evaluación de las condiciones de esfuerzo alrededor de los apoyos en relación con el corte y la torsión, así como con la flexión. El proyectista debe considerar que el diseño de un sistema de losa implica algo más que su análisis, y debe justificar con base en su conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos y deformaciones calculados de la

**13.3.1.1-** Un sistema de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen marcos ortogonales, pueden diseñarse para cargas de gravedad ya sea mediante el Método de diseño directo de la sección 13.6 o el Método del Marco Equivalente de la sección 13.7.

**13.3.1.2-** Para cargas laterales, el análisis de marcos no arriostrados debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos del marco.

**13.3.1.3-** Los resultados del análisis de cargas gravitacionales pueden combinarse con los resultados del análisis de cargas laterales.

estructura cualquier cambio en las dimensiones físicas de la losa respecto de la práctica común.

**C13.3.1.1-** Para el análisis de carga de gravedad de sistemas de losas en dos direcciones, en el capítulo 13 se especifican dos métodos de análisis. Las disposiciones específicas de ambos métodos están limitadas en su aplicación a marcos ortogonales sometidos a cargas debidas sólo a la gravedad. El Método de Diseño Directo de la sección 13.6 y el Método del Marco Equivalente de la sección 13.7 se aplican a losas en dos direcciones con vigas, así como a losas planas y placas planas.

**C13.3.1.2-** Para el análisis de carga lateral, la amplificación del momento es proporcional al desplazamiento lateral real (desplazamiento relativo). Durante la vida de una estructura, las cargas de construcción, las cargas de ocupación ordinaria, las sobrecargas anticipadas y los cambios de volumen causarán agrietamiento de la losa. El agrietamiento reduce la rigidez de elementos de la losa, especialmente de losas de marcos no arriostrados. Cuando se considere que actuarán cargas laterales en una estructura, el agrietamiento de la losa incrementa el desplazamiento relativo (deflexión lateral). Para asegurarse de que el desplazamiento relativo lateral causado por vientos o pequeños temblores no será subestimado, debe considerarse el agrietamiento de losas en las suposiciones de rigidez.

Cuando no se obtienen valores de rigidez mediante un análisis completo que tome en cuenta los efectos del agrietamiento y de la armadura sobre la rigidez, puede calcularse un momento efectivo de inercia de elementos de la losa mediante el empleo de una sección completamente agrietada. Por otra parte, los resultados de ensayos a escala indicaron que las rigideces basadas en la ecuación 9.7 son razonables.<sup>13-9, 13-10</sup>

El diseñador puede seleccionar cualquier enfoque que demuestre satisfacer el equilibrio y la compatibilidad geométrica y que concuerde de

manera razonable con los datos disponibles de ensayos. Algunos de los procedimientos disponibles de diseño se resumen en la referencia 13.11. Para losas de marcos no arriostrados se ha empleado un "ancho equivalente" entre 25 y 50% del ancho total de la losa, para reflejar la reducción de rigidez debida a agrietamiento de elementos de la losa. La rigidez de los elementos de la losa depende también de otros parámetros tales como  $\ell_2/\ell_1$  y  $c_1/\ell_1, c_2/c_1$ , y de la concentración de la armadura en el ancho de la losa definido en la sección 13.3.3.2 para la transferencia de momento no balanceado por flexión. Esta concentración adicional de armadura incrementa la rigidez,<sup>13.11</sup> evitando fluencia y pérdida de rigidez prematuros de la zona de la losa y la columna.

En marcos no arriostrados debe emplearse una suposición de rigidez de "límite inferior" para vigas-losa, para asegurar que se logre una estimación razonable del desplazamiento relativo lateral. En sistemas de marcos con interacción marco-muro de corte, se debe hacer un cálculo más riguroso de la rigidez, para que los elementos de marco estén apropiadamente dimensionados para resistir las fuerzas y los momentos laterales que atrae su rigidez relativa.

**13.3.2-** La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben dimensionarse para los momentos mayorados existentes en cada sección.

**13.3.3-** Cuando la carga gravitacional, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado debe ser transferida por flexión, de acuerdo con las secciones 13.3.3.2 y 13.3.3.3.

**13.3.3.1-** La fracción de momento no equilibrado no transmitida por flexión, debe transmitirse por excentricidad de corte, de acuerdo con la sección 11.12.6.

**C13.3.3-** Esta sección se ocupa fundamentalmente de los sistemas de losas sin vigas. Los ensayos y la experiencia han demostrado que, a menos que se tomen medidas especiales para resistir los esfuerzos debidos a la torsión y corte, toda la armadura que resista la parte del momento transmitida por flexión a una columna debe colocarse entre líneas situadas a una distancia igual a  $1\frac{1}{2}$  veces el espesor de la losa o ábaco,  $1.5h$ , a cada lado de la columna. Los esfuerzos por corte calculados en la losa alrededor de la columna deben cumplir con los requisitos de la sección 11.12.2 de la norma. Ver la sección

**13.3.3.2-** Una fracción del momento no balanceado dado por  $\gamma_f M_u$  debe considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre líneas localizadas a  $1^{1/2}$  veces el espesor de la losa o del ábaco ( $1.5h$ ) fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel donde  $M_u$  es el momento transmitido y

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

**13.3.3.3-** Debe usarse una concentración de armadura sobre la columna por medio de un espaciamiento más cerrado o de armadura adicional para resistir el momento sobre el ancho efectivo de la losa definido en la sección 13.3.3.2.

**13.3.4-** El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de corte y torsión debe estar de acuerdo con el capítulo 11.

## 13.4- Armadura de la losa

**13.4.1-** El área de armadura en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en la sección 7.12.

**13.4.2-** El espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa que puedan ser nervadas o celulares. La armadura de la losa localizada sobre los espacios celulares debe proporcionarse como se requiere en la sección 7.12.

**13.4.3-** La armadura para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una

11.12.2 de los Comentarios para mayores detalles respecto a la aplicación de esta sección.

## C13.4- Armadura de la losa

**C13.4.2-** El requisito de que el espaciamiento medido centro a centro de la armadura no sea mayor que 2 veces el espesor de la losa se aplica únicamente a la armadura de losas macizas, y no a losas nervadas o reticulares. Esta limitación pretende asegurar la acción de la losa, reducir el agrietamiento y prever la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. Véase también la sección 10.6 de los Comentarios.

**C13.4.3 - C13.4.5-** Los momentos de flexión de las losas en la unión con las vigas de borde pueden estar sujetos a grandes variaciones. Si las vigas

longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas perimetrales, los muros o las columnas.

**13.4.4-** La armadura para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas perimetrales, muros o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del capítulo 12.

**13.4.5-** Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, el anclaje de la armadura puede hacerse dentro de la losa.

**13.4.6-** En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de  $\alpha$  mayor de 1.0, debe proporcionarse armadura especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

**13.4.6.1-** La armadura especial tanto en la parte superior como en la inferior de la losa debe ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo (por metro de ancho) de la losa.

**13.4.6.2-** La dirección del momento debe suponerse, en la parte superior de la losa, paralela a la diagonal que parte de la esquina, y perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa.

**13.4.6.3-** La armadura especial debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a  $1/5$  de la longitud de la luz más grande.

**13.4.6.4-** Tanto en la parte superior como en la inferior de la losa, la armadura especial puede colocarse paralelamente a la dirección del momento en una banda, o en dos bandas paralelas a los lados de la losa.

perimetrales se van a construir monolíticamente con los muros, la losa estará de hecho empotrada. Si no existe muro integral, la losa podría trabajar como libremente apoyada dependiendo de la rigidez a torsión de la viga perimetral o del borde de la losa. Estos requisitos previenen condiciones desconocidas que podrían ocurrir normalmente en una estructura.

13.4.7- Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de armadura por momento negativo sobre la columna de una losa plana, el tamaño del ábaco debe estar de acuerdo con lo siguiente:

13.4.7.1- El ábaco debe extenderse en cada dirección a partir del eje del apoyo a una distancia no menor que  $1/6$  de la longitud de la luz, medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

13.4.7.2- La proyección del ábaco por debajo de la losa debe ser por lo menos  $1/4$  del espesor de la losa.

13.4.7.3- Para calcular la armadura requerida para la losa, la altura del ábaco bajo la losa no debe considerarse mayor que  $1/4$  de la distancia del extremo del ábaco al borde de la columna o del capitel de ésta.

#### 13.4.8- Detalles de la armadura en las losas sin vigas.

13.4.8.1- Además de los otros requisitos de la sección 13.4, la armadura en las losas sin vigas debe tener las extensiones mínimas prescritas en la figura 13.4.8

13.4.8.2- Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación de la armadura para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la figura 13.4.8, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

13.4.8.3- Las barras dobladas pueden utilizarse únicamente cuando la razón altura/luz permita el uso de dobleces de 45 grados o menos.

#### C13.4.8- Detalles de la armadura en las losas sin vigas

En 1989 se quitaron del reglamento las barras dobladas de la Fig. 13.4.8. Esto se hizo debido a que las barras dobladas rara vez se usan y son difíciles de colocar apropiadamente. Se permiten barras dobladas colocadas de acuerdo con la Fig. 13.4.8 de la norma ACI de 1983.

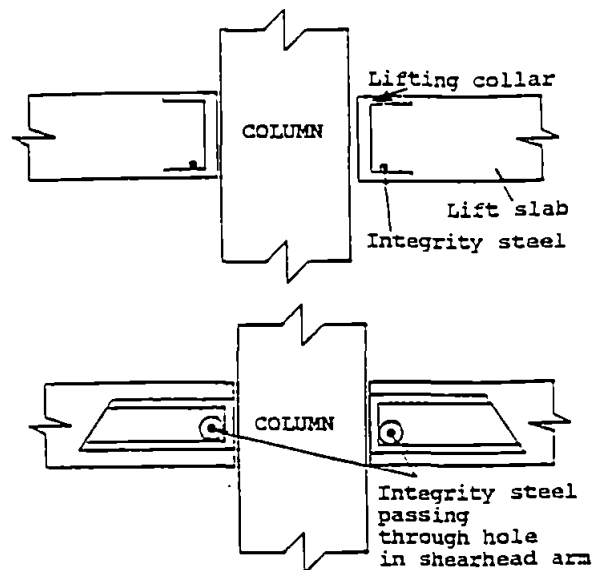


Fig. 13.4.8.6 Ubicación del acero de integridad

13.4.8.4- Para losas en marcos no arriostrados contra desplazamiento lateral, las longitudes de la armadura deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las prescritas por la figura 13.4.8.

13.4.8.5- Por lo menos dos de las barras o alambres inferiores de la franja de columna en cada dirección deben ser continuas o empalmadas en el apoyo con empalmes de clase A o ancladas dentro del apoyo. Estas barras deben pasar a través de la columna y deben ser colocadas dentro del núcleo de la columna.

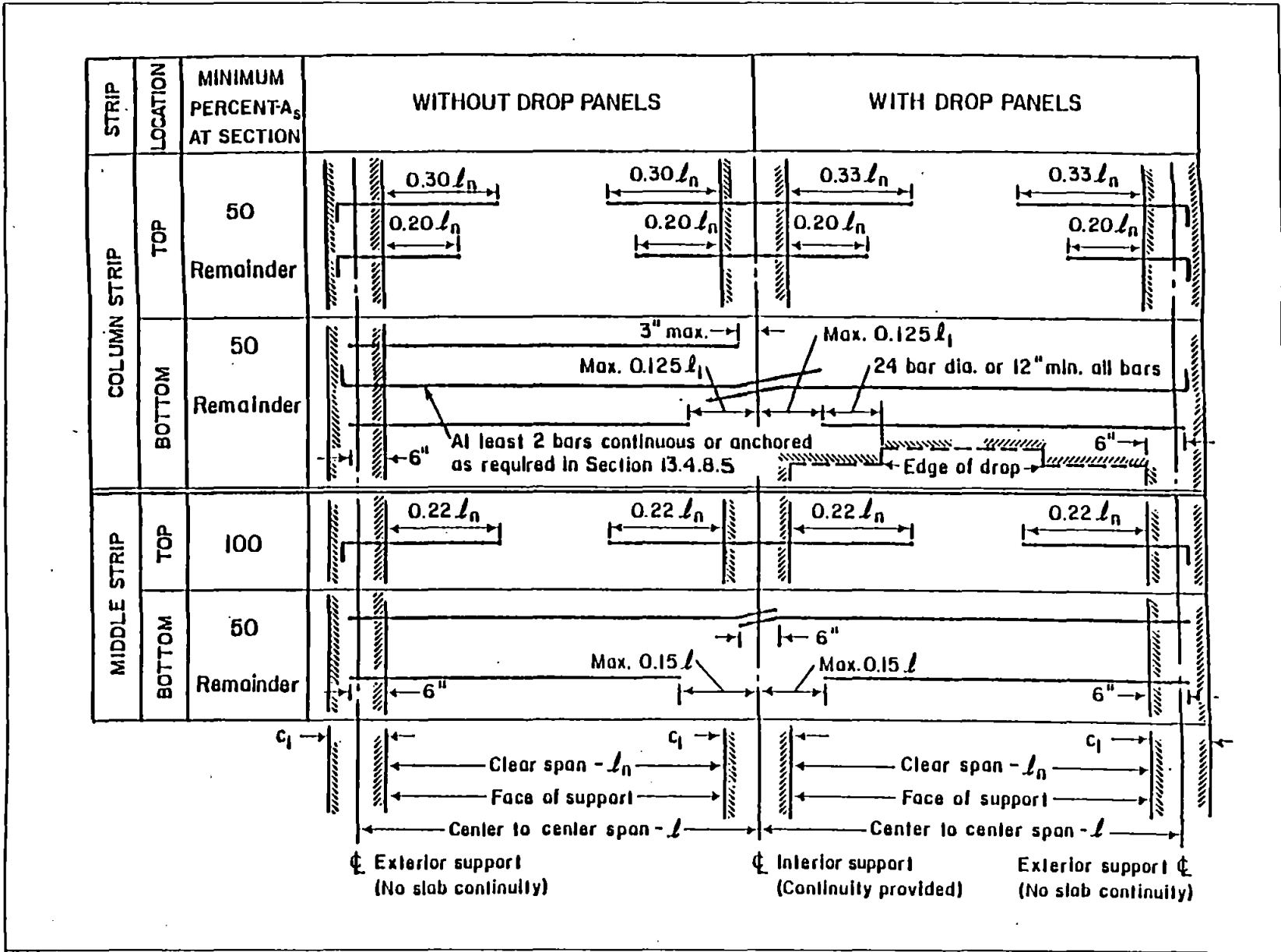
13.4.8.6- En la construcción de losas izadas, al menos dos barras o alambres inferiores adheridos, en cada dirección, deben pasar a través de los conectores de corte o collares de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmados con empalmes clase A. En columnas exteriores, la armadura debe anclarse en los conectores de corte o collares de izado.

C13.4.8.4- Cuando las losas en dos direcciones actúan como elementos principales de un marco sin arriostramiento lateral que resiste cargas laterales, los momentos resultantes debidos a cargas combinadas laterales y gravitacionales asegura el uso de los diámetros de doblado mínimos y máximos y los largos mínimos de barras de la figura 13.4.8.

C13.4.8.5- Las dos barras continuas inferiores o los alambres pueden ser calificados como "acero de integridad", y se proporcionan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla individual por esfuerzo de corte por punzonamiento.<sup>13.12</sup>

C13.4.8.6- En 1992, esta disposición fue añadida para requerir el mismo acero de "integridad" que para otras losas en dos direcciones, sin vigas en caso de falla de corte por punzonamiento en el apoyo. (Ver fig. 13.4.8.6 para la ubicación del acero de integridad).

Fig.13.4.8 Largo mínimo de la armadura en losas sin viga (véase en la sección 12.11.1 para el largo de la armadura en los apoyos)





### 13.5- Aberturas en los sistemas de losas

13.5.1- Se pueden dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración las secciones 9.2 y 9.3, y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

13.5.2- En los sistemas de losas sin vigas se pueden dejar aberturas que cumplan los siguientes requisitos, en vez de realizar el análisis especial que se requiere en la sección 13.5.1.

13.5.2.1- Se pueden dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas intermedias que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de armadura requerida para la losa sin abertura.

13.5.2.2- La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de  $1/8$  del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos tramos. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por una abertura debe añadirse en los lados de ésta.

13.5.2.3- En la zona común de una franja de columna y una franja intermedia no debe interrumpirse por aberturas más de  $1/4$  de la armadura en cada franja. Una cantidad armadura equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

13.5.2.4- Deben satisfacerse los requisitos de corte de la sección 11.12.5.

### C13.5- Aberturas en los sistemas de losas

Véase la sección 11.12.5 de los Comentarios.

## 13.6- Método de diseño directo

## C13.6- Método de diseño directo

El Método de Diseño Directo consiste en un conjunto de reglas para el dimensionamiento de secciones de losa y de vigas para resistir los esfuerzos de flexión. Las reglas se han desarrollado para satisfacer simultáneamente los requisitos de seguridad y la mayoría de los requisitos de servicio.

El Método de Diseño Directo incluye tres pasos fundamentales, como se muestra a continuación:

- (1) Determinación del momento estático mayorado total para el diseño por flexión (sección 13.6.4).
- (2) Distribución del momento estático mayorado total a las secciones de momentos negativos y positivos (sección 13.6.3).
- (3) Distribución de los momentos mayorados negativos y positivos en las franjas de columna y centrales y en las vigas, si las hay (sección 13.6.4 a la 13.6.7).

### 13.6.1- Limitaciones

Los sistemas de losas que cumplan con las siguientes limitaciones pueden diseñarse por medio del Método de Diseño Directo.

**13.6.1.1-** Deben existir un mínimo de tres tramos continuos en cada dirección.

### C13.6.1- Limitaciones

El método de diseño directo se desarrolló tomando en cuenta los procedimientos teóricos para la determinación de los momentos en losas con y sin vigas, los requisitos de los procedimientos simples de diseño y construcción y precedentes sentados por el comportamiento de los sistemas de losas. En consecuencia, los sistemas de losa que se diseñan con el método de diseño directo deben cumplir con las limitaciones de esta sección.

**C13.6.1.1-** La razón fundamental para la limitación en esta sección es la magnitud de los momentos negativos en el apoyo interior en una estructura que tenga sólo dos vanos continuos. Las reglas que se proporcionan para el método de diseño directo suponen implícitamente que el sistema de losas en la primera sección interior de

**13.6.1.2-** Las losas deben ser rectangulares, con una relación de luz mayor a menor, medida centro a centro de los apoyos dentro de una losa, no mayor de 2.

**13.6.1.3-** Las longitudes sucesivas de las luces medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

**13.6.1.4-** Las columnas pueden estar desalineadas un máximo del 10% de la luz (en la dirección del desalineamiento) a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.

**13.6.1.5-** Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar distribuidas de manera uniforme en toda la losa. La sobrecarga no debe exceder de 3 veces la carga permanente.

**13.6.1.6-** Para una losa con vigas entre los apoyos en todos los lados, la rigidez relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares,

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \quad (13-2)$$

no debe ser menor que 0.2 ni mayor que 5.0.

**13.6.1.7-** La redistribución de momentos, como lo permite la sección 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas por medio del Método de Diseño Directo. Véase la sección 13.6.7.

momento negativo no está restringido contra la rotación ni es discontinuo.

**C13.6.1.2-** Si la razón de los dos vanos (vano largo/vano corto) de una losa excede de 2, la losa resiste el momento en el vano más corto fundamentalmente como una losa en una dirección.

**C13.6.1.3-** La limitación en ésta sección se relaciona con la posibilidad de desarrollar momentos negativos más allá del punto en el cual termina la armadura por momento negativo, tal como lo especifica la figura 13.4.8 del código.

**C13.6.1.4-** Las columnas se pueden desalinear, dentro de ciertos límites especificados, de un patrón rectangular normal. Un desalineamiento acumulativo total de 20% del vano es lo establecido como límite superior.

**C13.6.1.5-** El Método de Diseño Directo se basa en ensayos realizados con cargas gravitacionales uniformes y de las reacciones resultantes de las columnas determinadas por la estática. Las cargas laterales (de viento, sísmicas, etc.) requieren un análisis de marco. Las losas de fundación invertidas, diseñadas como losas en dos direcciones (sección 15.10), incluyen la aplicación de cargas conocidas de columnas. Por lo tanto, aún si se supone que la reacción del suelo es uniforme, se requiere un análisis de marco.

**C13.6.1.6-** La distribución elástica de los momentos se aparta significativamente de lo previsto en el método de diseño directo, a menos que se cumpla con los requisitos que se proporcionan para la rigidez.

**C13.6.1.7-** De acuerdo con la sección 8.4, la redistribución de momentos no se aplica donde se utilizan valores aproximados para momentos de flexión. La sección 13.6.7 permite una modificación del 10% para el método de diseño directo.

**13.6.1.8-** Pueden aceptarse variaciones de las limitaciones de la sección 13.6.1, siempre que se demuestre por medio de análisis que satisfacen los requisitos de la sección 13.3.1.

**C13.6.1.8-** El proyectista puede usar el método de diseño directo aun si la estructura no cumple con las limitaciones de esta sección, siempre que se pueda demostrar por medio del análisis que la limitación particular no se aplica a esa estructura. Por ejemplo, en el caso de un sistema de losa que soporta una carga inmóvil (por ejemplo, un depósito de agua, en el cual se espera que la carga sobre todas las losas sea la misma), el proyectista no tiene que cumplir con las limitaciones de sobrecarga de la sección 13.6.1.5.

### 13.6.2- Momento estático mayorado total para un tramo

### C13.6.2- Momento estático mayorado total para un tramo

**13.6.2.1-** El momento estático mayorado total para un tramo debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de la losa a cada lado del eje de los apoyos.

**13.6.2.2-** La suma absoluta del momento mayorado positivo y el promedio de los momentos mayorados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

**13.6.2.2-** La ecuación (13.3) se desprende directamente de la deducción de Nichol<sup>13.13</sup> con la suposición simplificatoria que las reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al vano considerado. En general, al proyectista le resultará conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades de losas adyacentes, lo cual incluye una franja de columnas con media franja intermedia a lo largo de cada lado.

$$M_o = \frac{W_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (13-3)$$

**13.6.2.3-** Cuando no se tenga la misma luz transversal en las losas a ambos lados del eje central de los apoyos,  $\ell_2$  en la ecuación (13-3) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

**13.6.2.4-** Cuando se considere el tramo adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central de la losa debe sustituir a  $\ell_2$  en la ecuación (13-3).

**C13.6.2.5-** Si un elemento de apoyo no tiene una sección transversal rectangular, debe tratarse como un apoyo cuadrado que tenga la misma área, como se ilustra en la fig. 13.6.2.5.

**13.6.2.5-** La luz libre  $\ell_n$  debe considerarse de borde a borde de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de  $\ell_n$  empleado en la ecuación (13-3) no debe ser menor que  $0.65\ell_1$ .

Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

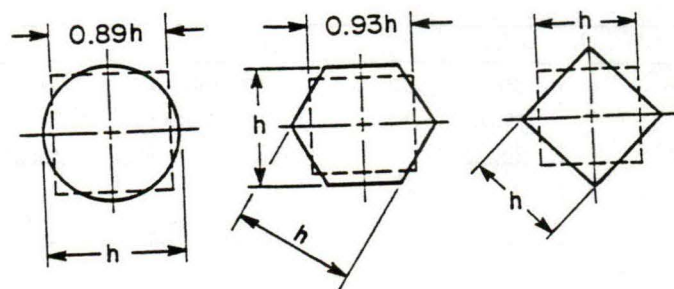


Fig. 13.6.2.5. Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo no rectangulares.

### 13.6.3- Momentos mayorados negativos y positivos

**13.6.3.1-** Los momentos negativos mayorados deben determinarse en el borde de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

**13.6.3.2-** En un tramo interior, el momento estático total  $M_0$  debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo mayorado.....	0.65
Momento positivo mayorado.....	0.35

**13.6.3.3-** En un tramo extremo, el momento estático mayorado total  $M_0$  debe distribuirse como se indica a continuación:

### C13.6.3- Momentos mayorados negativos y positivos

**C13.6.3.3-** Las expresiones en el ACI 318-77 para la distribución del momento total del vano en un vano extremo, como función de razón de rigidez  $\alpha$ , se han reemplazado por una tabla de coeficientes de momento con lo que se eliminan todos los cálculos de rigidez para determinar momentos de diseño en un vano extremo.

Los coeficientes de momento de las columnas (1) y (5), con borde exterior no restringido y borde exterior totalmente restringido, están basados en las expresiones originales  $\alpha_{ec}$  para distribución de momentos, con  $\alpha_{ec}$  igual a cero e infinito, respectivamente. Los coeficientes para un borde no restringido se emplearían por ejemplo, cuando la losa estuviera simplemente apoyada sobre un muro de albañilería o de hormigón. Los

	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)
	Borde exterior rotulado	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores			Borde Exterior empotrado
			Sin viga de borde*	Con viga de borde		
Momento negativo mayorado interior	0.75	0.70	0.70	0.70		0.65
Momento positivo mayorado	0.63	0.57	0.52	0.50		0.35
Momento negativo mayorado exterior	0	0.16	0.26	0.30		0.65

\*Véase la sec. 13.6.3.6.

coeficientes correspondientes a un borde restringido serían aplicables cuando la losa se construyera integralmente con un muro de hormigón con una rigidez a la flexión tan grande, en comparación con la de la losa, que se diera poca rotación en la unión losa-muro.

Se han establecido coeficientes de momentos para bordes diferentes de los no restringidos o de los completamente restringidos, mediante el análisis de sistemas de losas con geometrías y condiciones de apoyo diferentes, empleando el método de marco equivalente y las rigideces. Las geometrías de losa y de apoyo para cada losa estudiada, estaban dentro de los límites de la sección 13.6.1. Los coeficientes en la tabla se seleccionaron de manera que estuvieran cerca del límite superior del rango para momentos positivos y momentos negativos interiores, con el resultado de que los momentos negativos exteriores usualmente estaban más cerca de un límite inferior. Este dimensionamiento del momento total del vano, deliberadamente asigna un momento alto positivo dentro de los extremos de las losas estudiadas, puesto que el diseño para momento negativo exterior, en la mayoría de los sistemas de losas, está regido por la armadura mínima para controlar el agrietamiento. Los coeficientes finales seleccionados se han ajustado para que la suma absoluta de los momentos positivos y los momentos promedio sea igual a  $M_0$ .

Para sistemas de losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados (losas en dos direcciones), se aplica el coeficiente de momento de la columna 2. Para sistemas de losas sin vigas entre los apoyos interiores (placas planas y losas planas), los coeficientes de momento de la columna 3 ó 4 son los que se aplica sin viga de borde (perimétrica) o con ella, respectivamente. Los coeficientes de momento se consideran adecuados para todo los intervalos de razones de vano y tamaños de vigas y de apoyos permitidos por la sección 13.6.1 para la aplicación del método directo de diseño.

### Método de rigidez modificado

En la norma ACI 318-77 se emplearon factores de distribución como función de la relación de rigidez  $\alpha_{ec}$  para dimensionar el momento estático total  $M_o$  en un vano extremo. Las ayudas de diseño y los programas de computación que se basan en el siguiente método de distribución para un claro extremo son igualmente aplicables.

En un vano extremo, el momento estático total  $M_o$  puede distribuirse como sigue:

Momento negativo interior

$$\text{mayorado} \dots\dots\dots 0.75 - \frac{0.10}{1 + \frac{1}{\alpha_{ec}}}$$

$$\text{Momento positivo mayorado} \dots\dots\dots 0.63 - \frac{0.28}{1 + \frac{1}{\alpha_{ec}}}$$

Momento negativo exterior

$$\text{mayorado} \dots\dots\dots \frac{0.65}{1 + \frac{1}{\alpha_{ec}}}$$

El término  $\alpha_{ec}$  se calcula para la columna exterior como la razón de la rigidez a flexión de la columna exterior equivalente  $K_{ec}$ , a la rigidez combinada de la losa  $K_s$  y la viga  $K_b$  (cuando la hay) en la unión, tomada en la dirección del vano para el cual se están determinando los momentos.

$$\alpha_{ec} = K_{ec} / \Sigma(K_s + K_b)$$

Las reglas para el cálculo de las rigideces  $K_{ec}$ ,  $K_s$  y  $K_b$  se exponen en la sección 13.7 con respecto al método del marco equivalente. Ya que el empleo del método de diseño directo está limitado por los requisitos de la sección 13.6.1, es permisible hacer ciertas simplificaciones en el cálculo de  $\alpha_{ec}$ , como sigue:

(1) La rigidez de la viga-losa  $K_s$  puede calcularse empleando una sección transversal uniforme entre líneas centrales de columna (haciendo caso omiso de la sección 13.7.3.3), y se puede ignorar el incremento en la rigidez de la columna  $K_c$  proporcionado por el capitel (haciendo caso omiso de la sección 13.7.4.2). Puesto que esas dos simplificaciones conducen a elementos menos rígidos, una simplificación no debe hacerse sin la otra a fin de minimizar el cambio de rigidez relativa.

(2) El requisito de la sección 13.7.5.4 se puede ignorar en los cálculos de  $\alpha_{ec}$  al utilizar el método de diseño directo.

(3) Si una columna de esquina es del mismo tamaño que una columna exterior adyacente, para la columna de esquina se puede utilizar el valor de  $\alpha_{ec}$  calculado para la columna exterior adyacente. Esta aproximación generalmente conducirá a momentos exteriores negativos mayorados un poco menores y a momentos positivos y negativos interiores mayorados algo mayores que en un análisis más riguroso requerido por el método del marco equivalente.

Para los momentos de vanos extremos determinados de acuerdo con la distribución antes mencionada como función de  $\alpha_{ec}$ , no se aplican los requisitos de la sección 13.6.3.6.

Para los momentos mayorados en columnas y muros, de acuerdo con la sección 13.6.9, se puede emplear el siguiente momento como función de la razón de rigidez  $\alpha_{ec}$ , en vez de la ecuación (13-4):

$$M = \frac{0.08 \left[ (w_d + 0.5w_e) \ell_2 \ell_n^2 - w_2' \ell_2' (\ell_n')^2 \right]}{1 + \frac{1}{\alpha_{ec}}}$$

donde  $w_d', \ell_2'$  se refieren al vano corto. El término  $\alpha_{ec}$  se refiere a la rigidez a la flexión de las columnas entre los dos vanos. En el cálculo de  $\alpha_{ec}$  es permisible hacer las simplificaciones dadas



**13.6.3.4-** Las secciones sujetas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos negativos interiores mayorados, determinados para los tramos con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento no balanceado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

**13.6.3.5-** Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser dimensionados para resistir por torsión su parte de los momentos exteriores negativos mayorados.

**13.6.3.6-** Para la transferencia de momento entre la losa y una columna de borde, de acuerdo con la sección 13.3.3.1, el momento resistente nominal de la franja de columna provisto debe emplearse como el momento de transferencia para carga gravitacional.

en los anteriores puntos (1) y (2). Asimismo, se determina el momento en una columna exterior en dirección paralela al borde de la losa, y por lo tanto, es conservador emplear el valor de  $\alpha_{ec}$  calculado para la columna interior adyacente, siempre que las columnas sean del mismo tamaño.

**C13.6.3.4-** En el diseño del apoyo debe tomarse en cuenta la diferencia de momentos en la losa a cada lado de la columna u otro tipo de apoyo. Si se hace un análisis para distribuir los momentos no balanceados, la rigidez a la flexión se puede obtener en base en la sección total de hormigón de los elementos comprendidos.

**C13.6.3.5-** Los momentos perpendiculares a la estructura de la losa y en el borde de ésta, deben ser transmitidos a las columnas o muros de apoyo. Se deben investigar los esfuerzos de torsión provocados por el momento asignado a la losa.

**C13.6.3.6-** Los coeficientes de momentos de la sección 13.6.3.3 se eligieron para asegurar una elevada porción de momentos estático total  $M_o$  en regiones de momento positivo y negativo interior. Para asegurar que se proporciona resistencia al corte adecuada entre la losa y una columna de borde (sin viga de borde), debe emplearse toda la resistencia nominal a momento  $M_n$ , proporcionada en la franja de la columna, como la fracción de momento no balanceado por cargas gravitacionales  $\gamma_v M_n$  transferida por excentricidad de corte de acuerdo con las secciones 11.12.6.1 y 11.12.6.2. El  $M_n$  requerido para evaluar los esfuerzos cortes de la losa, resultantes de transferencia de momento por excentricidad de corte, se ilustra en la fig. 13.6.3.6. El total de armadura proporcionada en la franja de columna incluye armadura adicional concentrada sobre la columna para resistir la fracción del momento no balanceado  $\gamma_r M_u = \gamma_r (0.26 M_o)$  transferida por flexión de acuerdo con las secciones 13.3.3.2 y 13.3.3.3.

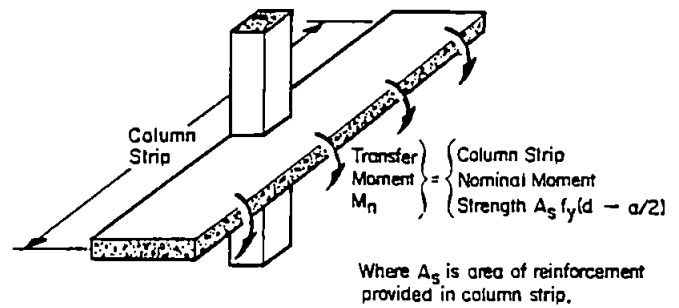


Fig. 13.6.3.6. Transmisión de momento entre la losa y la columna según la sección 13.6.3.6.

### 13.6.4- Momentos mayorados en franjas de columna

13.6.4.1- Las franjas de columna deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones, en porcentajes, del momento negativo mayorado interior:

$l_2/l_1$	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

### C13.6.4, C13.6.5 y C13.6.6- Momentos mayorados en franjas de columnas, vigas y franjas intermedias

Las reglas dadas para asignar momentos a las franjas de columnas, vigas y franjas intermedias se basan en estudios de los momentos en losas linealmente elásticas, con diferente rigidez en las vigas<sup>13.14</sup> ajustadas por coeficientes de momento que se han usado con éxito en el pasado.

Cuando se usen muros como apoyos a lo largo de ejes de columnas, aquellos se pueden considerar como vigas muy rígidas con un valor de  $\alpha_1 l_2/l_1$  mayor que la unidad. Cuando el apoyo exterior consista en un muro perpendicular a la dirección en la que se determinen los momentos,  $\beta_t$  se puede considerar igual a cero si el muro es de albañilería sin resistencia a la torsión, y  $\beta_t$  se puede considerar como 2.5 para un muro de hormigón con alta resistencia a la torsión y que es monolítico con la losa.

Con el propósito de establecer los momentos en la mitad de la franja de columna adyacente a un borde apoyado en un muro se puede suponer que  $l_n$  en la ecuación (13-3) es igual a  $l_n$  del vano paralelo adyacente entre columnas y el muro se puede considerar como una viga que tiene un momento de inercia  $I_b$  igual a infinito.

13.6.4.2- Las franjas de columnas deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones en porcentaje, del momento negativo exterior mayorado:

$l_2/l_1$		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

13.6.4.3- Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extiendan por una distancia igual o mayor que  $3/4$  de la luz  $l_2$  utilizada para calcular  $M_0$ , los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a través de  $l_2$ .

13.6.4.4- Las franjas de columnas deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones, en porcentaje, de los momentos positivos mayorados:

$l_2/l_1$	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	60	60	60
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

13.6.4.5- Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser dimensionada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

### 13.6.5-Momentos mayorados en vigas

13.6.5.1- Las vigas entre los apoyos deben ser dimensionadas para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si  $(\alpha_1 l_2/l_1)$  es igual o mayor que uno.

C13.6.4.2- El propósito del parámetro  $\beta_t$  de rigidez a la torsión, es asignar todo el momento negativo exterior mayorado a la franja de columna, y nada a la franja intermedia, a menos que la rigidez a la torsión de la viga, en relación con la rigidez a la flexión de la losa apoyada sea alta. En la definición de  $\beta_t$  el módulo de corte se ha tomado como  $E_{cb}/2$ .

C13.6.5- Las cargas asignadas directamente a las vigas son adicionales a la carga permanente uniforme de la losa, a las cargas permanente uniformes superimpuestas, tales como techo, acabado de piso, o cargas equivalente de muros divisorios, así como sobrecargas uniformes; todas

**13.6.5.2-** Para valores de  $(\alpha_1 \ell_2 / \ell_1)$  entre 1.0 y cero, la proporción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 85 y 0%.

**13.6.5.3-** Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con las secciones 13.6.2.2, 13.6.5.1 y 13.6.5.2, las vigas deben ser dimensionadas para resistir los momentos provocados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

### **13.6.6- Momentos mayorados en las franjas intermedias**

**13.6.6.1-** La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas deben asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas intermedias correspondientes.

**13.6.6.2-** Cada franja intermedia debe ser dimensionada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja.

**13.6.6.3-** Una franja intermedia adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser dimensionada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja intermedia correspondiente a la primera hilera de apoyos interiores.

### **13.6.7- Modificación de los momentos mayorados**

Los momentos mayorados positivo y negativo pueden modificarse en un 10%, siempre que el momento estático total para una losa, en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (13-3).

las cuales normalmente están incluidas con  $w_u$  en la ecuación (13-3). Las cargas aplicadas directamente a las vigas incluyen cargas lineales como muros divisorios sobre (o a lo largo) de líneas centrales de vigas, cargadas concentradas como postes arriba de las vigas o colgantes debajo de ellas, más cargas permanentes (línea) adicionales de almas de viga sobresalientes. Con el propósito de asignar cargas aplicadas directamente a las vigas, sólo deben considerarse las situadas dentro del ancho del alma de la viga. (El ancho efectivo de la viga se define en la sección 13.2.4 y sólo es para cálculos de resistencia y rigidez relativa.) Las cargas lineales y cargas concentradas sobre la losa, lejos del alma de la viga, requieren consideración especial para determinar su distribución entre losas y vigas.

### 13.6.8- Corte mayorado en sistemas de losas con vigas

13.6.8.1- Las vigas con  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  igual o mayor que 1.0 deben ser dimensionadas para resistir el corte producido por las cargas mayoradas en las áreas tributarias limitadas por líneas a 45° trazadas desde las esquinas de las losas y los eje de las losas adyacentes paralelas a los lados mayores.

13.6.8.2- Las vigas con  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  menores que 1.0 pueden ser dimensionadas para resistir los cortes obtenidos mediante interpolación lineal suponiendo que las vigas no soportan carga para  $\alpha=0$ .

13.6.8.3- Además de los cortes calculados de acuerdo con las secciones 13.6.8.1 y 13.6.8.2 todas las vigas deben ser dimensionadas para resistir los cortes producidos por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas.

13.6.8.4- La resistencia al corte de la losa se puede calcular suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con la sección 13.6.8.1 ó 13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al corte total que se presente en una losa.

13.6.8.5- La resistencia al corte debe satisfacer los requisitos del capítulo 11.

### 13.6.9- Momentos mayorados en columnas y muros

13.6.9.1- Las columnas y los muros construidos monóticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

### C13.6.8- Corte mayorado en sistemas de losas con vigas

El área tributaria para calcular el corte en una viga interior aparece sombreada en la fig. 13.6.8. Si la rigidez de la viga  $\alpha_1 l_2 / l_1$  es menor que 1, el corte en la viga se puede obtener por interpolación lineal. Para tales casos, las vigas que forman marcos en las columnas no tomarán toda la fuerza de corte aplicada a la columna. La fuerza restante producirá un esfuerzo de corte en la losa alrededor de la columna que debe verificarse de la misma manera que para losas plana, como se requiere en la sección 13.6.8.4. Las secciones 13.6.8.1 a la 13.6.8.3 no se aplican al cálculo de los momentos de torsión en las vigas. Estos momentos deben basarse en los momentos calculados por flexión que actúan en los lados de la viga.

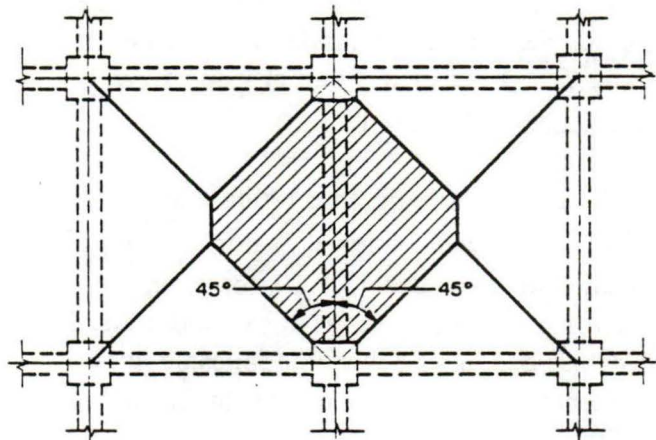


Fig. 13.6.8. Área tributaria para corte en una viga interior.

### C13.6.9- Momentos mayorados en columnas y muros

La ecuación (13-4) se refiere a dos vanos adyacentes, uno de ellos mayor que el otro, con la carga permanente completa más 1/2 de la sobrecarga aplicada en el vano mayor, y únicamente carga permanente en el vano menor.

13.6.9.2- En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento especificado por la ecuación (13-4) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0.07 \left[ (w_d + 0.5w_l) \ell_2 \ell_n^2 - w_2' \ell_2' (\ell_n')^2 \right] \quad (13-4)$$

donde  $w_d'$ ,  $\ell_2'$  y  $\ell_n'$  se refieren al tramo más corto.

### 13.6.10- Disposiciones para los efectos del patrón de carga

Cuando la razón  $\beta_a$  entre la carga permanente y la sobrecarga sea menor que 2, debe satisfacerse una de las siguientes condiciones:

- (a) La suma de las rigideces a la flexión de las columnas arriba y abajo de la losa debe ser tal que  $\alpha_c$  no sea menor que el valor de  $\alpha_{\min}$  especificado en la tabla 13.6.10.
- (b) Si  $\alpha_c$  para las columnas arriba y abajo de la losa es menor que el valor de  $\alpha_{\min}$  especificado en la tabla 13.6.10, los momentos positivos mayorados en las losas soportadas por dichas columnas deben multiplicarse por el coeficiente  $\delta_s$  determinado por la ecuación (13-5).

El diseño y detallamiento de la armadura que transfiere el momento desde la losa a la columna de borde, es crítico tanto para el comportamiento como para la seguridad de las losas planas o placas planas sin viga de borde o losas en voladizo. Es importante que se muestren los detalles completos en los planos de diseño, tales como concentración de armadura sobre la columna mediante un espaciamiento más cercano o armadura adicional.

### C13.6.10- Disposiciones para los efectos del patrón de carga

Los requisitos de esta sección limitan el posible incremento del momento como resultado de los patrones de carga al nivel de la carga de servicio, y se basan en estudios analíticos y experimentales que se resumen en la referencia 13.15. Los valores de la rigidez a la flexión de la columna  $\alpha_{\min}$ , requeridos para limitar el aumento en el momento de flexión provocado por los patrones de carga a menos del 33%, se enumeran en la tabla 13.6.10 como una razón de la rigidez a la flexión del sistema de losa. Si las columnas de una estructura en particular no satisfacen el valor requerido de  $\alpha_{\min}$  el momento positivo en la losa debe aumentarse de acuerdo con la ecuación (13-5).

Cuando se aplique la ecuación (13-5) a momentos en la mitad de la franja de columnas paralela al borde de una losa exterior, es conservador y, por consiguiente, permisible usar en la ecuación (13-5) el valor de  $\alpha_c$  calculado para la columna interior adyacente, siempre que las columnas sean del mismo tamaño.

TABLA 13.6.10 - VALORES DE  $\alpha_{\min}$ 

$\beta_a$	Razón de forma $\ell_2/\ell_1$	Rigidez relativa de la viga, $\alpha$				
		0	0.5	1.0	2.0	4.0
2.0	0.5-2.0	0	0	0	0	0
1.0	0.5	0.6	0	0	0	0
	0.8	0.7	0	0	0	0
	1.0	0.7	0.1	0	0	0
	1.25	0.8	0.4	0	0	0
	2.0	1.2	0.5	0.2	0	0
0.5	0.5	1.3	0.3	0	0	0
	0.8	1.5	0.5	0.2	0	0
	1.0	1.6	0.6	0.2	0	0
	1.25	1.9	1.0	0.5	0	0
	2.0	4.9	1.6	0.8	0.3	0
0.33	0.5	1.8	0.5	0.1	0	0
	0.8	2.0	0.9	0.3	0	0
	1.0	2.3	0.9	0.4	0	0
	1.25	2.8	1.5	0.8	0.2	0
	2.0	13.0	2.6	1.2	0.5	0.3

$$\delta_s = 1 + \frac{2 - \beta_a}{4 + \beta_a} \left( 1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{\min}} \right) \quad (13-5)$$

donde  $\beta_a$  es la razón de carga permanente a sobrecarga por unidad de área (en ambos casos sin mayorar).

### 13.7- Método del marco equivalente

13.7.1- El diseño de un sistema de losas por medio del Método del Marco Equivalente debe basarse en las suposiciones proporcionadas por las secciones 13.7.2 a la 13.7.6, y todas las secciones de losas y elementos de apoyo deben ser dimensionadas para los momentos y esfuerzos de corte así obtenidos.

13.7.1.1- Cuando se utilicen capiteles metálicos en las columnas, puede tomarse en consideración su contribución a la rigidez y a la resistencia a flexión y corte.

13.7.1.2- Puede despreciarse el cambio en la longitud de las columnas y las losas debido a

### C13.7- Método del marco equivalente

El Método del Marco Equivalente implica la representación del sistema de losa tridimensional mediante una serie de marcos en dos dimensiones, que se analizan para las cargas que actúan en el plano de los marcos. Los momentos negativos y positivos así determinados en las secciones críticas de diseño del marco se distribuyen a los puntos de la losa de acuerdo con las secciones 13.6.4 (franja de columnas), 13.6.5 (vigas) y 13.6.6 (franjas intermedias).

El Método del Marco Equivalente, basado en los estudios descritos en las referencias 13.16, 13.17 y 13.18, proporciona la mejor representación en dos dimensiones de un sistema tridimensional, mediante la estrategia que consiste en definir

esfuerzos directos, al igual que las deformaciones debidas al corte.

### 13.7.2- Marco equivalente

13.7.2.1- Debe considerarse que la estructura está constituida por marcos equivalentes a lo largo de ejes de columnas tomadas longitudinal y transversalmente a través de la estructura.

13.7.2.2- Cada marco debe consistir en una hilera de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central de la losa a cada lado del eje de las columnas o los apoyos.

13.7.2.3- Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga-losa mediante elementos torsionales (sección 13.7.5.) transversales a la dirección del tramo para el cual se están determinando los momentos, extendiéndose hasta los ejes centrales de las losas laterales a cada lado de la columna.

13.7.2.4- Los marcos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central de la losa adyacente.

13.7.2.5- Cada marco equivalente puede analizarse como un todo, o para carga gravitacional, cada piso y el techo (vigas-losa) pueden ser analizados por separado considerando empotrados los extremos lejanos de las columnas.

13.7.2.6- Cuando un sistema de vigas-losa se analice por separado, para la determinación del momento en un apoyo dado se puede suponer que dicho sistema está empotrado en un apoyo a dos tramos de distancia de él, siempre que la losa continúe más allá de ese punto.

rigideces a la flexión que reflejan los posibles giros torsionantes en el sistema tridimensional.

### C13.7.2- Marco equivalente

La aplicación del marco equivalente a una estructura regular se ilustra en la fig. 13.7.2.1. El sistema tridimensional se divide en una serie de marcos en dos dimensiones (marcos equivalentes), centrados en los ejes de las columnas o de los apoyos, que se extienden hasta la altura total de la estructuras. El ancho de cada marco equivalente está limitado por los ejes centrales de las losas adyacentes. El análisis completo del sistema de losas de un edificio consiste en analizar una serie de marcos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de la estructura.

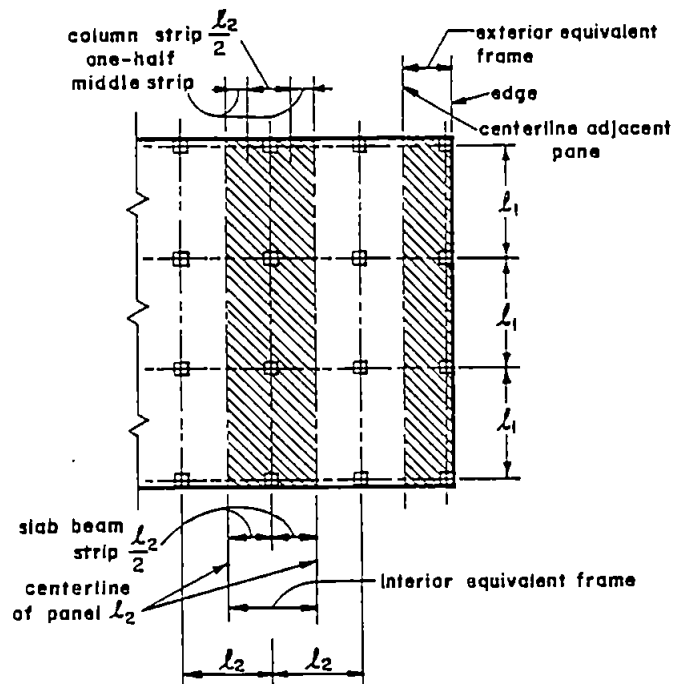


Fig. 13.7.2.1. Definiciones del marco equivalente.

El marco equivalente consta de tres partes: (1) La franja de losa horizontal, incluyendo cualesquiera viga que se extienda en la dirección del marco, (2) Las columnas u otros elementos de apoyo que se extienden por arriba y por debajo de la losa y



### 13.7.3- Sistemas de vigas-losa

13.7.3.1- El momento de inercia del sistema de vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna se puede basar en el área bruta de hormigón.

13.7.3.2- Debe tomarse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

13.7.3.3- El momento de inercia del sistema de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, ménsula o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, ménsula o capitel, dividido por  $(1 - c_2/\ell_2)^2$ , donde  $c_2$  y  $\ell_2$  se miden transversalmente a la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos.

### 13.7.4- Columnas

13.7.4.1- El momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, puede basarse en el área total del hormigón.

13.7.4.2- Debe tomarse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

13.7.4.3- El momento de inercia de las columnas desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa en el nudo debe suponerse infinito.

(3) Los elementos de la estructura que proporcionen transmisión de momentos entre los elementos horizontales y los verticales.

### C13.7.3- Vigas-losa

La determinación de las distintas áreas para el cálculo de la rigidez se basa en las siguientes consideraciones:

(a) El momento de inercia de la viga-losa entre los apoyos puede basarse en el área total de la sección transversal del hormigón. Se toma en cuenta la variación en el momento de inercia a lo largo del eje de la viga-losa entre los apoyos (secciones 13.7.3.1 y 13.7.3.2.).

(b) Un apoyo se define como una columna, capitel, cartela o muro. Nótese que una viga no está considerada como elemento de apoyo para el marco equivalente (sección 13.7.3.3).

(c) El momento de inercia de la viga-losa desde la cara del apoyo hasta el eje del mismo se supone igual al momento de inercia de la viga-losa en la cara del apoyo, dividido por la cantidad  $(1 - c_2/\ell_2)^2$  (sección 13.7.3.3).

### C13.7.4- Columnas

La rigidez de las columnas está basada en la longitud de éstas desde la mitad del espesor de la losa hacia arriba hasta la mitad del espesor de la losa hacia abajo. El momento de inercia de la columna se calcula en base a su sección transversal, tomado en cuenta el incremento de la rigidez proporcionado por el capitel, cuando lo hay. Se supone que la columna es infinitamente rígida a lo largo del espesor de la losa.

#### Columnas equivalentes

Cuando las vigas-losa se analizan por separado para cargas de gravedad (especialmente cuando se aplica distribución de momentos u otros procedimientos de cálculo manual para el

análisis), se usa el concepto de una columna equivalente, que combina la rigidez de la viga-losa y el elemento de torsión en un elemento compuesto. Se puede suponer que una columna equivalente consiste en las columnas reales arriba y abajo de la viga-losa, más los elementos de torsión. La flexibilidad (inverso de la rigidez) de una columna equivalente puede considerarse como la suma de la flexibilidad de las columnas reales arriba y abajo de la viga-losa y la flexibilidad de los elementos de torsión, lo que puede expresarse como:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

o bien, en términos de rigidez, directamente:

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c}{1 + \frac{\sum K_c}{K_t}}$$

La columna equivalente modifica la rigidez a la flexión de la columna para tomar en cuenta la flexibilidad de torsión de la unión losa-columna la cual reduce su eficiencia para transmitir momentos. El concepto se ilustra mediante el modelo físico simplificado de la fig. B, que representa una columna AB, la cual se prolonga por arriba y por debajo de la losa, con una porción adherida de la losa CD. Un momento M, aplicado a lo largo de CD, provocará una rotación torsional de la "viga transversal" CD, así como una rotación por flexión de la columna. Así pues, la restricción a la rotación sobre la viga-losa, que se extiende en dirección perpendicular a AB y CD, depende tanto de la rotación debida a la torsión de CD como de la rotación debida a la flexión de AB. La flexibilidad total,  $1/K_{ec}$ , del elemento compuesto que se muestra en la fig. B se supone como la suma de la flexibilidad de las columnas,  $1/K_c$ , y la flexibilidad torsional de la "viga",  $1/K_t$ .

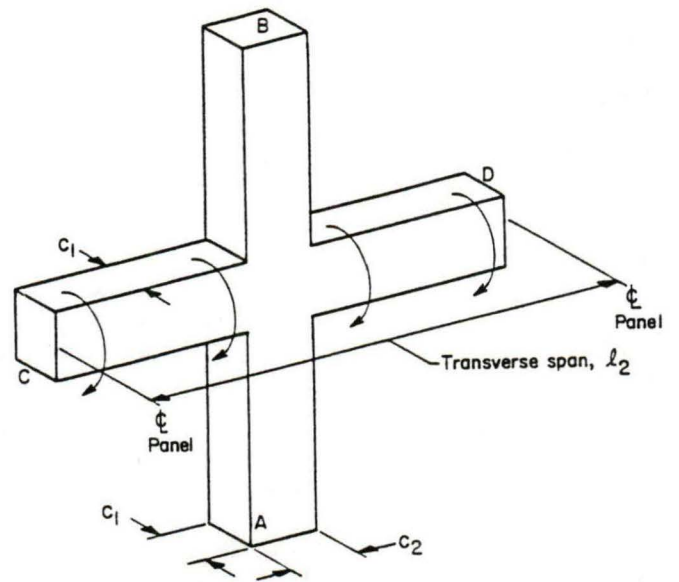


Fig. B. Modelo físico simplificado de una columna equivalente.

En la fig. C se ilustra una columna equivalente. La columna equivalente se compone de las columnas reales arriba y abajo de la viga-losa más los elementos de torsión "adosados" a cada lado de las columnas que se extienden hasta la línea de eje de las losas adyacentes. Obsérvese que para un marco exterior, el elemento de torsión adosado se localiza sólo en un lado.

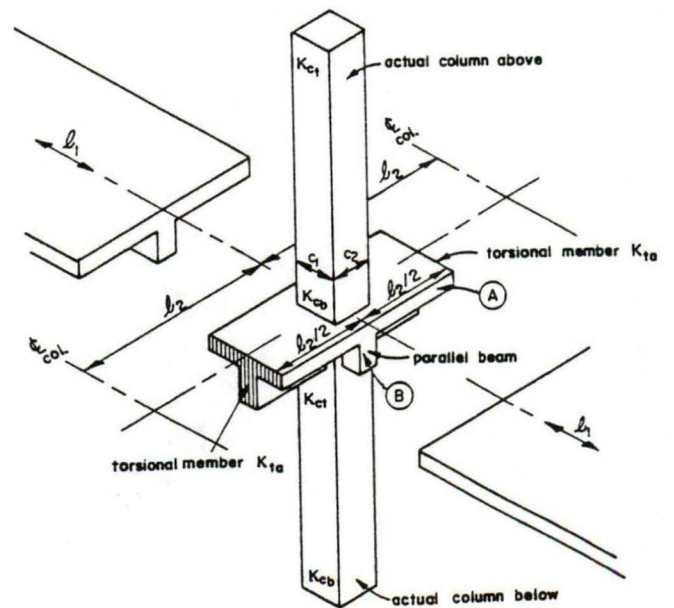


Fig. C. Columna equivalente (columnas más elementos sujetos a torsión).

Cuando una losa contiene una viga paralela a la dirección en la que se están determinando los momentos, el valor de  $K_t$  obtenido de la ecuación (13-6) debe incrementarse como se indica a continuación:

$$K_{ta} = K_t \frac{I_{sb}}{I_s}$$

donde.

$K_{ta}$  = rigidez a la torsión incrementada debido a la viga paralela (obsérvese la parte B de la fig. C.)

$I_s$  = momento de inercia del ancho de la losa igual a todo el ancho entre las líneas centrales de la losa,  $\ell_2$ , excluyendo la porción del alma de la viga que se prolonga por arriba y por debajo de la losa (obsérvese la parte A de la fig. C.)  
 $= \ell_2 h_3 / 12$

$I_{sb}$  = momento de inercia de la sección de losa especificada para  $I_s$  incluyendo la porción de alma de la viga que se prolonga por arriba y por debajo de la losa. (Para la viga paralela ilustrada en la fig. C,  $I_{sb}$  es para toda la sección T ilustrada).

Después de determinar los valores de  $K_c$  y  $K_t$  pueden calcularse directamente la rigidez de la columna equivalente  $K_{ec}$ . Así, utilizando la fig. C como ilustración:

$$K_{ec} = \frac{K_{ct} + K_{cb}}{1 + \frac{K_{ct} + K_{cb}}{K_{ta} + K_{ta}}}$$

donde:

$K_{ct}$  = rigidez a la flexión en la parte superior de la columna inferior enmarcándose en la junta.

$K_{cb}$  = rigidez a la flexión en la parte inferior de la columna superior enmarcándose en la junta.

$K_{ta}$  = rigidez a la torsión de cada elemento torsional, uno en cada lado de la columna, incrementada gracias a la viga paralela.

Cuando el borde exterior de un sistema de losas está apoyado en un muro de hormigón monolítico con la losa, la flexibilidad del muro debe reemplazar la flexibilidad de la columna,  $1/K_c$ , y la flexibilidad a la torsión,  $1/K_t$ , del muro puede considerarse como cero en la misma ecuación. Cuando el borde exterior de un sistema de losa está apoyado en un muro de albañilería no armada,  $K_{ec}$  puede tomarse como cero.

Los momentos determinados para las columnas equivalentes en el análisis del marco se emplean en el diseño de las columnas reales arriba y abajo de la viga-losa.

### 13.7.5- Elementos sujetos a torsión

13.7.5.1- Debe suponerse que los elementos en torsión (sección 13.7.2.3) tienen una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de:

- (a) Una porción de losa que tenga un ancho igual al de la columna, ménsula o capitel, en la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos.
- (b) Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, la porción de losa especificada en (a) más la parte de la viga transversal arriba y abajo de la losa.
- (c) La viga transversal, como se define en la sección 13.2.4.

13.7.5.2- La rigidez  $k_t$  de un elemento sujeto a torsión debe calcularse de acuerdo con la siguiente expresión:

### C13.7.5- Elementos sujetos a torsión

El cálculo de la rigidez a la torsión,  $K_t$ , del elemento sujeto a torsión requiere varias suposiciones que ayuden a simplificarlo. Si no existen vigas que formen marcos con las columnas, se supone como viga efectiva una porción de la losa igual al ancho de las columnas o capitel. Si existen vigas que lleguen a la columna, se asume un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se prolongan a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga por encima del ancho del apoyo.

En la fig. 13.7.5.1 se ilustran elementos sujetos a torsión para juntas viga-losa comunes. La sección transversal de un elemento sujeto a torsión consiste en la mayor de las tres condiciones especificadas en la sección 13.7.5.1. Al pie de cada ilustración se indica la condición que rige: (a), (b) o (c).

Estudios de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losa sugieren que se puede

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs} C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3} \quad (13-6)$$

donde  $c_2$  y  $\ell_2$  se refieren a los tramos transversales a cada lado de la columna.

13.7.5.3- La constante  $C$  de la ecuación (13-6) puede calcularse para la sección transversal dividiéndola en partes rectangulares separadas y efectuando la siguiente suma:

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (13-7)$$

13.7.5.4- Cuando las vigas formen marcos con columnas en la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos, el valor de  $K_t$  calculado con la ecuación (13-6) debe multiplicarse por la razón entre el momento de inercia de la losa con dicha viga y el momento de inercia de la losa sin dicha viga.

obtener un valor razonable de la rigidez a la torsión, suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento sujeto a torsión, que varía linealmente desde un máximo al centro de la columna, hasta cero a la mitad de la losa. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna, el diagrama de momento torsional y el diagrama de giro unitario que resulta, se muestran en la fig. 13.7.5.2.

La ecuación (13-6) es una expresión aproximada para calcular la rigidez del elemento sujeto a torsión, basada en los resultados de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losas. El desarrollo de esta expresión y las suposiciones en las cuales se basa, así como la justificación para su empleo, se analizan en las referencias 13.16, 13.17 y 13.18.

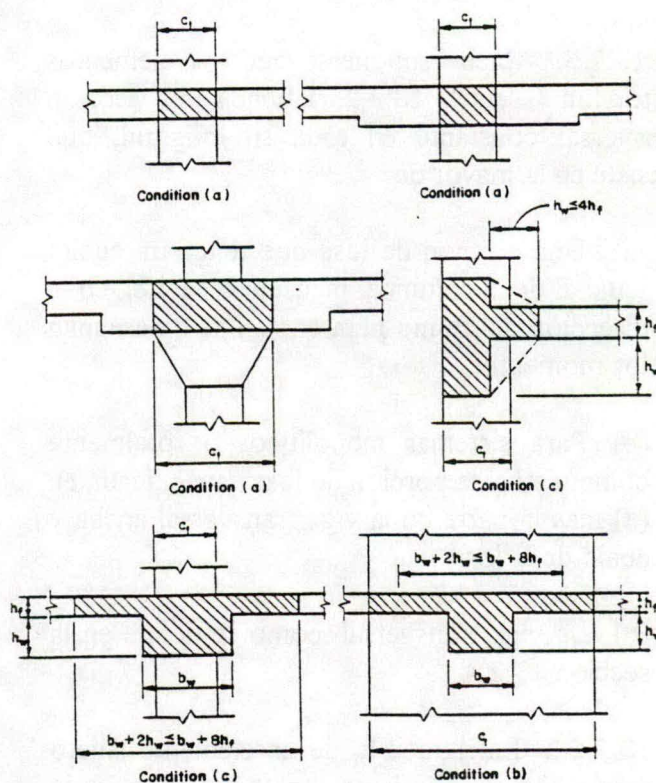
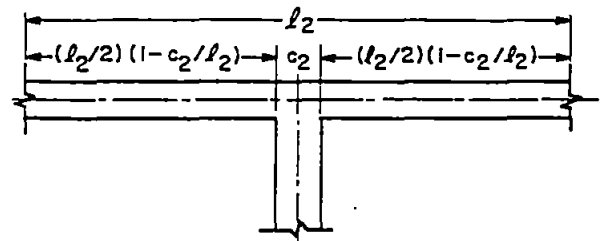
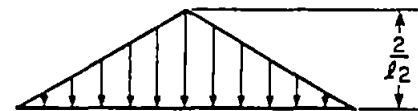


Fig. 13.7.5.1. Elementos sujetos a torsión.



(a) Beam-column combination



(b) Distribution of unit twisting moment along column center line



(c) Twisting moment diagram

Where  $G$  = modulus of elasticity or rigidity in shear

(d) Unit rotation diagram

Fig. 13.7.5.2. Distribución supuesta del momento unitario torsional a lo largo del eje de columna, diagrama del momento torsional, y diagrama de rotación unitaria, siendo  $\theta$  la rotación máxima adyacente a la columna.

La expresión después del signo de adición en la ecuación (13-6) para  $K_t$  es por la rigidez a la torsión de un solo elemento que forma marco en un lado de la columna. Tal como se indica por el signo de suma, la cantidad dada por la ecuación (13.6) es la sumatoria de la rigidez a la torsión de todos los elementos sometidos a torsión que forman marco en la columna. Para un marco exterior con un elemento sujeto a torsión que forma marco en un lado únicamente,  $K_t$  se toma como una vez el valor en el lado derecho de la ecuación (13-6). Para un marco interior con vigas idénticas que forman marco en ambos lados de

una columna, la rigidez se toma como dos veces el valor en el lado derecho del signo de sumatoria. Cuando las vigas no son idénticas, se calcula el valor por cada viga y se suman los resultados.

El término C es una propiedad de la sección transversal que tiene la misma relación con la rigidez a la torsión de una sección transversal no circular que el momento polar de inercia para una sección transversal circular. El término:

$$\left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

en la ecuación (13-7) es una aproximación conservadoramente baja del valor de C para una sección rectangular, suponiendo un comportamiento elástico. El valor de C se calcula dividiendo la sección transversal del elemento sujeto a torsión en partes rectangulares separadas y sumando los valores C para cada uno de los rectángulos componentes. Como el valor C obtenido sumando los valores para cada uno de los rectángulos componentes que constituyen la sección, siempre será menor que el valor teóricamente correcto, resulta adecuado subdividir la sección transversal de manera que resulte el valor más alto posible de C. En la fig. 13.7.5.3 se ilustra la aplicación de la expresión C.

Cuando una losa contiene una viga paralela a la dirección en que se están determinando los momentos, el valor de  $K_t$  puede dar como resultado una rigidez del marco demasiado baja. En estos casos el valor de  $K_t$  debe incrementarse por la relación del momento de inercia de la viga-losa a la de la losa solamente ( $I_{sb}/I_s$ ).



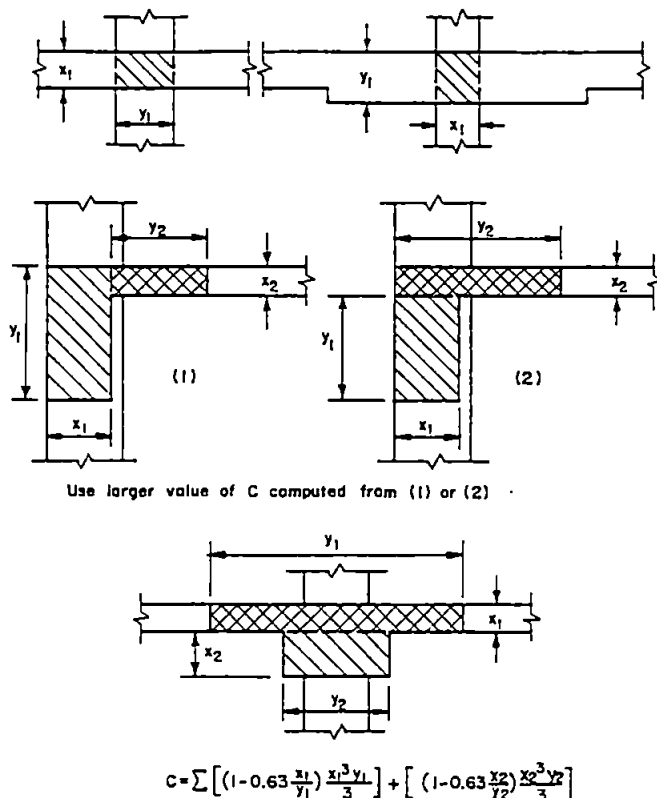


Fig. 13.7.5.3. Constante de la sección transversal C, para definir las propiedades torsionales de elementos sujetos a torsión.

### 13.7.6- Distribución de la sobrecarga

13.7.6.1- Cuando se conoce el patrón de distribución de la carga, el marco equivalente debe analizarse para dicha carga.

13.7.6.2- Cuando la sobrecarga sea variable pero no exceda de 3/4 de la carga permanente, o bien la naturaleza de la sobrecarga sea tal que todas las losas se carguen simultáneamente, puede suponerse que se producen los momentos mayorados máximos en todas las secciones con la sobrecarga mayorada total actuando en todo el sistema de losa.

13.7.6.3- Para otras condiciones de carga distintas a las definidas en la sección 13.7.6.2, el momento máximo positivo mayorado cerca del centro del tramo de una losa puede suponerse que

### C13.7.6- Distribución de la sobrecarga

El considerar únicamente las tres cuartas partes de la sobrecarga mayorada total para el patrón de carga que produce el momento máximo se basa en el hecho de que los momentos máximo positivo y negativo, debidos a la sobrecarga, no pueden ocurrir simultáneamente y de que la redistribución de los momentos máximos es posible que ocurra antes que se presente la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunos sobreesfuerzos locales bajo la sobrecarga mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero aún así, asegura que la capacidad última del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las sobrecargas y cargas permanentes mayoradas en todas las losas.

ocurre con  $3/4$  del total de la sobrecarga mayorada colocada sobre la losa y sobre las losas alternas; y se puede suponer que el momento máximo negativo mayorado de la losa en un apoyo se produce con  $3/4$  del total de la sobrecarga colocada solamente en las losas adyacentes.

**13.7.6.4-** Los momentos mayorados no deben considerarse menores que los que se presentan con la sobrecarga total mayorada distribuída en todas las losas.

### **13.7.7- Momentos mayorados**

**13.7.7.1-** En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo mayorado (tanto en la franja de columna como en las franjas intermedias) se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de  $0.175 \ell_1$  del centro de la columna.

**13.7.7.2-** En los apoyos exteriores provistos de ménsulas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo mayorado en el tramo perpendicular a un borde, debe considerarse situada a una distancia del borde del elemento de soporte no mayor de  $1/2$  de la proyección de la ménsula o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo.

**13.7.7.3-** Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área, con el objeto de localizar la sección crítica para el momento negativo de diseño.

**13.7.7.4-** En los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de la sección 13.6.1, cuando se analicen por medio del Método del Marco Equivalente, pueden reducirse los momentos calculados resultantes en una proporción tal, que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos utilizados para el diseño no

### **C13.7.7- Momentos mayorados**

**C13.7.7.1- C13.7.7.3-** Estas secciones corrigen los momentos negativos mayorados en la cara de los apoyos. La corrección se modifica en un apoyo exterior a fin de que no dé como resultado reducciones indebidas en el momento negativo exterior. La fig. 13.6.2.5 ilustra varios apoyos rectangulares equivalentes para ser utilizados al definir las caras de los apoyos en el diseño con apoyos no rectangulares.

**C13.7.7.4-** Esta sección es una recopilación de muchos códigos anteriores, y se basa en el principio de que si se prescriben dos métodos diferentes para obtener una respuesta en particular, el código no debe requerir un valor mayor que el menor valor aceptable. Debido a la gran experiencia satisfactoria en diseños con momentos estáticos factorizados que no exceden de los proporcionados por la ecuación (13-3) se

necesita exceder del valor obtenido con la ecuación (13-3).

**13.7.7.5-** Los momentos en las secciones críticas de la franja de viga-losa de cada marco se pueden distribuir a las franjas de columnas, franjas intermedias y vigas, como se especifica en las secciones 13.6.4, 13.6.5 y 13.6.6, si se satisface el requisito de la sección 13.6.1.6.

considera que estos valores son satisfactorios para el diseño, cuando se cumplen las limitaciones aplicables.

## CAPÍTULO 14 - MUROS

### 14.0- Notación

- $A_g$  = área total de la sección, mm<sup>2</sup>  
 $f'_c$  = resistencia especificada a la comprensión del hormigón, MPa  
 $h$  = altura total del elemento, mm  
 $k$  = factor de longitud efectiva  
 $\ell_c$  = distancia vertical entre apoyos, mm  
 $P_{nw}$  = resistencia nominal frente a cargas axiales de un muro diseñado conforme a la sección 14.4  
 $\phi$  = factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3

### 14.1- Objetivo

14.1.1- Las disposiciones del capítulo 14 deben aplicarse al diseño de muros sometidos a carga axial, con o sin flexión.

14.1.2- Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo con las disposiciones de diseño por flexión del capítulo 10, con una armadura horizontal mínima de acuerdo con la sección 14.3.3.

### 14.2- Generalidades

14.2.1- Los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

14.2.2- Los muros sometidos a cargas axiales deben diseñarse de acuerdo con las secciones 14.2, 14.3 y ya sea la 14.4 o la 14.5.

### C14.1-Objetivo

El capítulo 14 generalmente se aplica a muros como elementos verticales que soportan cargas. Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo con las disposiciones del diseño por flexión del capítulo 10. Los muros diseñados para resistir fuerzas de corte, como los muros de corte, deben diseñarse de acuerdo con el capítulo 14 y la sección 11.10, según sea aplicable.

En la norma de 1977, los muros podían diseñarse de acuerdo con el capítulo 14 ó la sección 10.15. En la norma de 1983 estos dos se integraron en el capítulo 14.

### C14.2- Generalidades

Los muros deben diseñarse para resistir todas las cargas a las que sean sometidos, incluyendo cargas axiales excéntricas y fuerzas laterales. El diseño debe efectuarse de acuerdo con la sección 14.4, a menos que el muro cumpla con los requisitos de la sección 14.5.1.

14.2.3- El diseño para esfuerzos de corte debe cumplir con lo estipulado en la sección 11.10.

14.2.4- A menos que se demuestre lo contrario mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro que se puede considerar como efectiva para cada carga concentrada, no debe exceder de la distancia entre los centros de las cargas, ni el ancho de apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

14.2.5- Los elementos en compresión contruidos monolíticamente con muros deben cumplir con lo establecido en la sección 10.8.2.

14.2.6- Los muros deben anclarse a elementos de intersección como pisos o techos, o bien a columnas, pilastras, contrafuertes, muros de intersección y zapatas.

14.2.7- La cuantía de armadura y los límites de espesor exigidos por las secciones 14.3 y 14.5, pueden ignorarse cuando el análisis estructural muestra que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.

14.2.8- La transferencia de esfuerzos a la fundación en la base del muro debe hacerse de acuerdo con la sección 15.8.

### 14.3- Armadura mínima

14.3.1- La armadura mínima vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de las secciones 14.3.2 y 14.3.3, a menos que se requiera una cantidad mayor por corte, de acuerdo a las secciones 11.10.8 y 11.10.9.

14.3.2- La mínima razón entre el área de armadura vertical y el área total de hormigón debe ser:

En cualquiera de los dos casos, los muros pueden diseñarse empleando ya sea el método de diseño por resistencia de la norma o el método alternativo de diseño del apéndice A, de acuerdo con la sección A.6.3.

### C14.3- Armadura mínima

Los requisitos de la sección 14.3 son similares a los estipulados en ediciones anteriores de la norma ACI. Se aplican a muros diseñados de acuerdo con la sección 14.4 ó la sección 14.5. Para muros que resisten fuerzas horizontales de corte en el plano del muro, la armadura diseñada de acuerdo con la sección 11.10.9.4 puede exceder la armadura mínima especificada en la sección 14.3.

(a) 0.0012 para barras con resaltes no mayores que  $\phi 16$  con una tensión de fluencia especificada no menor que 420 MPa, o

(b) 0.0015 para otras barras con resaltes, o

(c) 0.0012 para malla de alambre electrosoldado (liso o estriado) no mayor que 16 mm de diámetro.

14.3.3- La mínima razón entre el área de armadura horizontal y el área total de hormigón debe ser:

(a) 0.0020 para barras con resaltes no mayores que  $\phi 16$  con una tensión de fluencia especificada no menor que 420 MPa, o

(b) 0.0025 para otras barras con resaltes, o

(c) 0.0020 para malla de alambre electrosoldado (liso o estriado) no mayor que 16 mm de diámetro.

14.3.4- Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de subterráneos, deben tener la armadura en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

(a) Una capa consistente en no menos de  $1/2$ , y no más de  $2/3$  de la armadura total requerida para cada dirección debe colocarse a no menos de 50 mm ni a más de  $1/3$  del espesor del muro a partir de la superficie exterior.

(b) La otra capa, consistente en el resto de la armadura requerida en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de  $1/3$  del espesor del muro a partir de la superficie interior.

14.3.5- La armadura vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro, ni de 450 mm.

**14.3.6-** La armadura vertical no necesita estar confinada por amarras laterales cuando la armadura vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de hormigón, o cuando la armadura vertical no se requiere como armadura de compresión.

**14.3.7-** Además de la armadura mínima requerida por la sección 14.3.1, deben colocarse por lo menos dos barras  $\phi 16$  alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Estas barras deben prolongarse más allá de las esquinas de las aberturas en una longitud igual a la de desarrollo de las barras pero no menos de 600 mm.

#### **14.4- Muros diseñados como elementos en compresión**

Con excepción de lo dispuesto en la sección 14.5, los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y de flexión deben diseñarse como elementos en compresión de acuerdo con las disposiciones de las secciones 10.2, 10.3, 10.10, 10.11, 10.12, 10.15 y de las secciones 14.2 y 14.3.

#### **14.5- Método empírico de diseño**

**14.5.1-** Los muros de sección transversal rectangular llena pueden diseñarse mediante las disposiciones empíricas de la sección 14.5, cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro, y se satisfagan los requisitos de las secciones 14.2, 14.3 y 14.5.

**14.5.2-** La resistencia de diseño frente a carga axial  $\phi P_{nw}$  de un muro que satisface las limitaciones de la sección 14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con la sección 14.4.

#### **C14.5- Método empírico de diseño**

El método empírico de diseño se aplica sólo a secciones transversales rectangulares sólidas. Todas las demás formas deben diseñarse de acuerdo a la sección 14.4.

Las cargas excéntricas y laterales se usan para determinar la excentricidad total de la carga axial mayorada,  $P_u$ . Cuando la carga resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentra localizada en el tercio medio del espesor del muro (excentricidad no mayor de  $h/6$ ) en todas las secciones a lo largo del muro no deformado, puede emplearse el método de diseño empírico. El diseño se efectúa considerando  $P_u$  como una carga concéntrica. La carga axial mayorada  $P_u$  debe ser menor o igual a la

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k \ell_e}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

donde  $\phi=0.70$  y el factor  $k$  de longitud efectiva debe ser:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral:

(a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior).....0.8

(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos.....1.0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral.....2.0

resistencia de diseño por carga axial  $\phi P_{nw}$ , calculada por medio de la ecuación (14-1),  $P_u < \phi P_{nw}$ . En el suplemento de 1980, se revisó la ecuación (14-1) para reflejar el rango general de condiciones de borde encontradas en el diseño de muros. La ecuación de resistencia de muros en la edición 1977 de la norma se basó en la suposición de un muro con las partes superior e inferior fija contra movimientos laterales y con restricción de momento en un extremo, correspondiente a un factor de longitud efectiva entre 0.8 y 0.9. Los valores de resistencia a cargas axiales, determinados a partir de la ecuación original, no fueron conservadores al compararlos con los resultados de los ensayos<sup>14.1</sup> para muros articulados en ambos extremos, como puede ocurrir en algunas aplicaciones con prefabricados y muros izados, o cuando la parte superior del muro no está contraventeada de manera efectiva para evitar el desplazamiento como ocurre con muros autoestables o en grandes estructuras en que ocurren deflexiones importantes de diafragmas de techos, debido al viento o a cargas sísmicas. La ecuación (14-1) da los mismos resultados que la norma de 1977 para muros arriostrados para evitar desplazamiento y con restricción razonable de la base contra rotación.<sup>14.2</sup> Se proporcionan valores de longitud efectiva vertical,  $k$ , para condiciones que se presentan comúnmente en extremos de muros. La condición de extremo "restringido contra rotación" requerida para un factor  $k$  de 0.8, implica la fijación a un elemento con rigidez a la flexión,  $EI/\ell$ , al menos tan grande como la del muro.

La porción de esbeltez de la ecuación (14-1) da como resultado resistencias relativamente comparables con las de la sección 14.3 ó 14.4 para elementos cargados en el tercio medio del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la fig. 14.1.



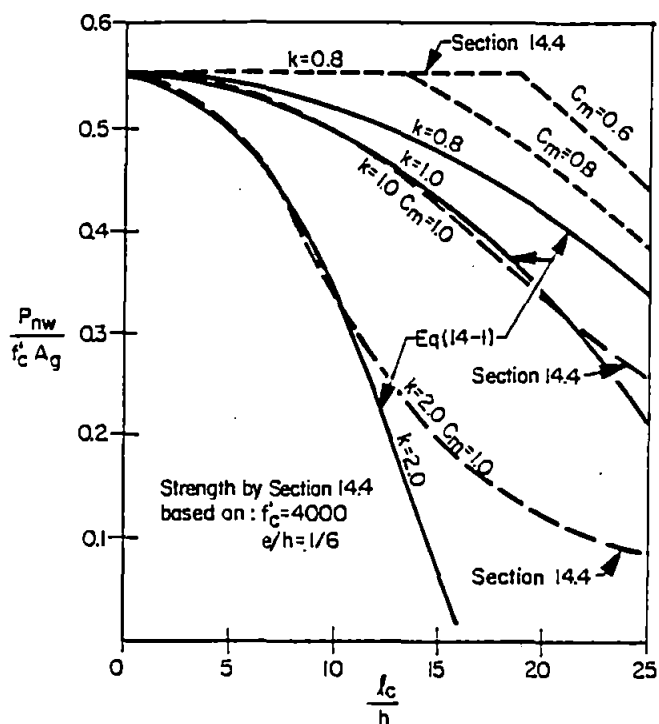


Fig. 14.1 Diseño empírico de muros, ecuación (14-1), comparada con la sección 14.4.

#### 14.5.3- Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

14.5.3.1- El espesor de muros de carga no debe ser menor de  $1/25$  de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm.

14.5.3.2- El espesor de los muros exteriores de subterráneos y fundaciones no debe ser menor que 200 mm.

#### 14.6- Muros no estructurales

14.6.1- El espesor de los muros no estructurales no debe ser menor de 100 mm, ni menor de  $1/30$  de la distancia mínima entre elementos que proporcionen apoyo lateral.

#### C14.5.3- Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño.

Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a muros diseñados según la sección 14.4.

## **14.7- Muros empleados como vigas de fundación**

14.7.1- Los muros diseñados como vigas de fundación deben tener la armadura superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones de las secciones 10.2 a la 10.7. El diseño por corte debe cumplir con las disposiciones del capítulo 11.

14.7.2- Las zonas de muros empleadas como vigas de fundación que sobresalen del nivel del terreno, también deben cumplir con los requisitos de la sección 14.3.

## CAPÍTULO 15 - ZAPATAS

### 15.0- Notación

$A_g$  = área total de la sección, mm<sup>2</sup>

$d_p$  = diámetro del pilote en la base de la zapata

$\beta$  = razón entre el lado largo y el lado corto de una zapata

### 15.1- Alcance

15.1.1- Las disposiciones del capítulo 15 deben usarse en el diseño de zapatas aisladas y, cuando sean aplicables, a la combinación de zapatas y losas de fundación.

15.1.2- En la sección 15.10 se indican los requisitos adicionales para el diseño de la combinación de zapatas y losas de fundación.

### 15.2- Cargas y reacciones

15.2.1- Las zapatas deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta norma y conforme a lo dispuesto en el capítulo 15.

15.2.2- El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y la tensión admisible del suelo o la capacidad admisible de pilotes debe seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos.

15.2.3- El cálculo de los momentos y esfuerzos de corte para zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el centro del mismo.

### C15.1-Alcance

Si bien las disposiciones del capítulo 15 se aplican a zapatas de fundación aisladas en las que se apoyan columnas o muros aislados, la mayoría de los conceptos se aplican por lo general a una combinación de zapatas y a losas de fundación que soporten varias columnas o muros, o una combinación de los mismos.<sup>15.1, 15.2.</sup>

### C15.2- Cargas y reacciones

Se requiere que las zapatas estén dimensionadas para soportar las cargas mayoradas aplicadas y las reacciones inducidas, las que incluyen cargas axiales, momentos y cortes que tienen que ser soportados por la base de la zapata o por el remate del pilote.

Después de haber determinado mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con la ordenanza general de construcciones la presión admisible del suelo o la capacidad admisible del pilote, debe establecerse el tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo o el número y distribución de los pilotes, sobre la base de cargas no mayoradas (de servicio) (D, L, W, E, etc.), en cualquier combinación que riga el diseño.

Únicamente se necesita transmitir a la zapata los momentos extremos que existen en la base de la columna (o dado); el requisito mínimo de

excentricidad para las consideraciones de esbeltez proporcionado en la sección 10.11.5.4 no se necesita tomar en cuenta para la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas.

En aquellos casos en que se tengan que considerar cargas excéntricas o momentos, la presión extrema del suelo o la reacción obtenida en el pilote debe estar dentro de valores admisibles. De modo similar, las reacciones resultantes debidas a la combinación de cargas de servicio con los momentos y/o cortes provocados por las cargas de viento o sismo no deben exceder de los valores incrementados que pudieran ser permitidos por la ordenanza de construcción local.

Para dimensionar una zapata o la cabeza de un pilote por resistencia, debe determinarse la presión de contacto del suelo o la reacción del pilote debida a las cargas "mayoradas" aplicadas (véase la sección 8.1.1). En el caso de una zapata, aislada, cargada concéntricamente, la reacción del suelo  $q_s$  debida a las cargas mayoradas es  $q_s = U/A_f$ , donde  $U$  es la carga concéntrica mayorada que debe ser resistida por la zapata y  $A_f$  es el área de la base de la zapata, tal como se determinó mediante los principios previamente establecidos utilizando las cargas no mayoradas y la presión permisible del suelo.

Es importante hacer notar que  $q_s$  es tan sólo una reacción calculada para la carga mayorada, empleada para producir en la zapata o en la cabeza de pilote las mismas condiciones requeridas de resistencia en lo que respecta a flexión, corte y longitud de desarrollo de la armadura que en cualquier otro elemento.

En el caso de cargas excéntricas, los factores de carga pueden causar excentricidades y reacciones diferentes de las obtenidas con las cargas no mayoradas.

Cuando se utiliza el método alternativo de diseño del apéndice A para el diseño de zapata, la presión que soporta el terreno o las reacciones de los pilotes son las causadas por las cargas de servicio

(sin factores de carga). Las presiones admisibles del suelo o las reacciones admisibles de los pilotes se igualan directamente con las presiones o reacciones de las cargas de servicio aplicadas, con objeto de determinar el área de base de la zapata o el número y la distribución de los pilotes. Cuando las cargas laterales debidas a viento o a sismo se incluyen en las combinaciones que rigen para las zapatas, puede aprovecharse la reducción del 25% en la resistencia requerida conforme a lo dispuesto en la sección A.2.2.

### **15.3- Zapatas que soportan columnas o dados de forma circular o de polígono regular**

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortes, y longitud de desarrollo de la armadura en las zapatas, se permite considerar las columnas o dados de hormigón con forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados de la misma área.

### **15.4- Momentos en zapatas**

**15.4.1-** El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

**15.4.2-** El momento máximo mayorado para zapata aislada debe calcularse en la forma prescrita en la sección 15.4.1, para las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

(a) En la cara de la columna, dado o muro, para zapatas que soporten una columna, dado o muro de hormigón.

(b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.

### **C15.4- Momentos en zapatas**

(c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero, para zapatas que soporten una columna con placa de acero.

**15.4.3-** En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

**15.4.4-** En zapatas rectangulares en dos direcciones, la armadura debe distribuirse como se señala a continuación:

**15.4.4.1-** La armadura en la dirección larga deberá distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

**15.4.4.2-** Para la armadura en la dirección corta, una porción de la armadura total, determinada por la ecuación (15-1) debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto de la armadura requerida en la dirección corta debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (15-1)$$

## 15.5- Esfuerzo de corte en zapatas

**15.5.1-** La resistencia al corte de las zapatas debe cumplir con lo estipulado en la sección 11.12.

**15.5.2-** La ubicación de la sección crítica para corte de acuerdo con el capítulo 11 debe medirse desde la cara de la columna, dado o muro. Para zapatas que soporten una columna o un dado con placas base de acero, la sección crítica debe medirse a partir del punto definido en la sección 15.4.2 (c).

**C15.4.4-** Como en los anteriores códigos del ACI, la armadura en la dirección corta de zapatas rectangulares debe estar distribuido de manera que se provea un área de acero dada por la ecuación (15-1) en una franja cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. La franja debe estar centrada respecto al eje de la columna.

La armadura restante requerida en la dirección corta debe distribuirse equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de la franja, la mitad para cada segmento.

## C15.5- Esfuerzo de corte en zapatas

**C15.5.1 y C15.5.2-** La resistencia al corte de las zapatas debe determinarse para las más estrictas condiciones establecidas en las secciones 11.12.1.1 u 11.12.1.2. La sección crítica para corte se "mide" a partir de la cara del elemento soportado (columna, dado o muro), salvo para elementos apoyados sobre placas base de acero.

El cálculo del corte requiere que la presión de apoyo del terreno,  $q_s$ , se obtenga a partir de las

cargas mayoradas, y que el diseño esté de acuerdo con las ecuaciones apropiadas del capítulo 11.

Donde sea necesario, puede investigarse de acuerdo con la sección 11.12.1.2 el corte alrededor de los pilotes individuales. Si los perímetros para corte se traslapan, el perímetro crítico  $b_o$  debe tomarse como la porción de la envolvente más pequeña de los perímetros para corte individuales, que en realidad resistirá el corte crítico para el grupo sujeto a consideración. En la fig. 15.5 se ilustra lo descrito anteriormente.

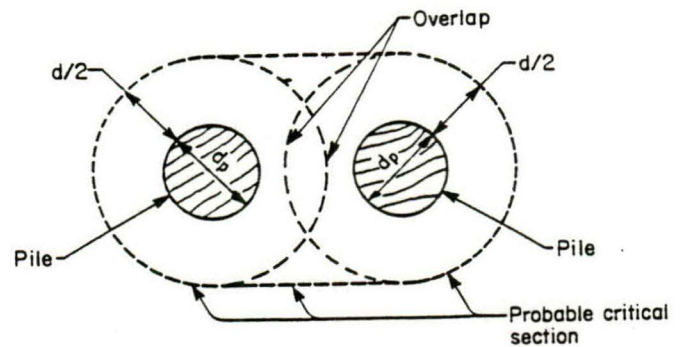


Fig. 15.5. Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos traslapados.

15.5.3- El cálculo del corte en cualquier sección a través de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con lo siguiente:

15.5.3.1- Se debe considerar que la reacción total de todo pilote cuyo centro esté ubicado a  $d_p/2$  o más fuera de la sección produce corte en dicha sección.

15.5.3.2- Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote cuyo centro se localice a  $d_p/2$  o más dentro de una sección produce corte en dicha sección.

15.5.3.3- Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote

C15.5.3- Cuando los pilotes estén ubicados dentro de las secciones críticas  $d$  o  $d/2$  a partir del paño de la columna, es necesario tomar en consideración un análisis del corte en los elementos de gran peralte sujetos a flexión, de acuerdo con la sección 11.8.

que debe considerarse que produce corte en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a  $d_p/2$  fuera de la sección y el valor cero correspondiente a  $d_p/2$  dentro de la sección.

## **15.6- Desarrollo de la armadura en zapatas**

**15.6.1-** El desarrollo de la armadura en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el capítulo 12.

**15.6.2-** La tracción o compresión calculadas en la armadura en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

**15.6.3-** Las secciones críticas para el desarrollo de la armadura deben suponerse en los mismos planos definidos en la sección 15.4.2 para el momento máximo mayorado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de armadura. Véase también la sección 12.10.6.

## **15.7- Altura mínima de las zapatas**

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el terreno, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes

## **15.8- Transmisión de esfuerzos en la base de columnas, muros o dados armados**

**15.8.1-** Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o dados deben transmitirse al dado de apoyo o a la zapata a través del hormigón

## **C15.8- Transmisión de esfuerzos en la base de columnas, muros o dados armados**

La sección 15.8 proporciona los requisitos específicos para transmisión de esfuerzos desde una columna, muro o dado (elemento apoyado) hasta un dado o zapata (elemento de apoyo). La



y mediante la armadura, barras de traspaso, y conectores mecánicos.

transmisión de esfuerzo debe efectuarse mediante apoyo sobre el hormigón (sólo fuerza de compresión) y mediante la armadura (fuerza de tracción o de compresión). La armadura puede consistir en barras longitudinales prolongadas, barras de traspaso, pernos de anclaje o conectores mecánicos adecuados.

Los requisitos de la sección 15.8.1 se aplican tanto a la construcción moldeada en obra como a la construcción con prefabricados. En la sección 15.8.2 se proporcionan requisitos adicionales para la construcción moldeada en obra. La sección 15.8.3 proporciona requisitos adicionales para la construcción con prefabricados.

15.8.1.1- El aplastamiento del hormigón en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder de la resistencia al aplastamiento del hormigón para cualquiera de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en la sección 10.15.

C15.8.1.1- Los esfuerzos de compresión pueden ser transmitidos a la zapata o dado de apoyo por medio del aplastamiento en el hormigón. Para el diseño por resistencia, las presiones admisibles de apoyo en el área realmente cargada serán iguales a  $0.85\phi f'_c$  (donde  $\phi=0.7$ ) cuando el área cargada sea igual al área sobre la cual se apoya.

En el caso general de que una columna se apoye en una zapata mayor que la columna, la resistencia de aplastamiento debe verificarse en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. La resistencia en la parte inferior de la columna debe comprobarse puesto que la armadura de la columna no puede considerarse efectivo cerca de la base de la columna, porque la fuerza en la armadura no está desarrollada por alguna distancia sobre la base, a no ser que se proporcionen barras de traspaso o que la armadura de la columna se prolongue dentro de la zapata. La tensión unitaria de aplastamiento sobre la columna normalmente es de  $0.6f'_c$ . La tensión admisible de aplastamiento en la zapata se puede incrementar de acuerdo con la sección 10.15 y será usualmente 2 veces  $0.85\phi f'_c$ . La fuerza de compresión que exceda la desarrollada por la presión permisible de aplastamiento en el hormigón de la parte inferior de la base de la columna o de la parte superior de la zapata, debe ser absorbida por

barras de traspaso o por barras longitudinales prolongadas.

Para el método alternativo de diseño del apéndice A, las tensiones admisibles de aplastamiento están limitadas a un 50% de los valores de la sección 10.15.

15.8.1.2- La armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

- (a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del hormigón de cualquiera de los elementos.
- (b) Cualquier fuerza de tracción calculada a través de la interfase.

Además, la armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de las secciones 15.8.2 ó 15.8.3.

15.8.1.3- Cuando los momentos calculados se transmiten al dado o a la zapata, la armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de la sección 12.17.

15.8.1.4- Las fuerzas laterales deben transmitirse al dado o a la zapata de acuerdo con las disposiciones de corte por fricción de la sección 11.7, o mediante otros medios apropiados.

15.8.2- En estructuras hormigonadas en obra, debe proporcionarse la armadura requerida para

C15.8.1.2- Todas las fuerzas de tracción, ya sea creadas por izajes, momento u otros medios, deben ser transmitidas al dado o a la zapata de apoyo totalmente por la armadura o por conectores mecánicos adecuados. Generalmente, sólo se emplearían uniones mecánicas en estructuras con prefabricados.

C15.8.1.3- Cuando los momentos calculados se transmiten de la columna a la zapata, el hormigón en la zona de compresión de la columna por lo general estará esforzado a  $0.85f_c$  en condiciones de cargas mayoradas y, como resultado, toda la armadura en general habrá sido anclada dentro de la zapata.

C15.8.1.4- El método de corte por fricción que se expone en la sección 11.7 puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales al dado o a la zapata de apoyo. Pueden emplearse llaves de corte, siempre que la armadura que cruza la junta satisfaga los requisitos de las secciones 15.8.2.1, 15.8.3.1 y los requisitos de corte por fricción de la sección 11.7. En estructuras con prefabricados la resistencia a las fuerzas laterales puede proporcionarse mediante corte por fricción, llaves de corte, o dispositivos mecánicos.

satisfacer la sección 15.8.1, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro del dado de apoyo o de las zapatas, o mediante barras de traspaso.

15.8.2.1- Para columnas y dados hormigonados en obra, el área de armadura a través de la interfase no debe ser menor de 0.005 veces el área total del elemento soportado.

15.8.2.2- Para muros hormigonados en obra, el área de la armadura a través de la interfase no debe ser menor que la armadura mínima vertical señalada en la sección 14.3.2.

15.8.2.3- En las zapatas, las barras longitudinales de 45 y 55 mm de diámetro, sólo en compresión, pueden traslaparse con barras de traspaso para proporcionar la armadura requerida para satisfacer lo estipulado en la sección 15.8.1. Las barras de traspaso no deben ser mayores que barras de 36 mm y deben extenderse dentro del elemento apoyado a una distancia no menor que la longitud de desarrollo de barras de 45 o 55 mm, o que la longitud de traslape de las barras de traspaso, la que sea mayor, y dentro de la zapata a una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras de traspaso.

15.8.2.4- Cuando se proporciona una conexión rotulada en estructuras hormigonadas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en las secciones 15.8.1 y 15.8.3.

C15.8.2.1 y C15.8.2.2- Se requiere una cantidad mínima de armadura entre todos los elementos apoyados y de apoyo, para asegurar un comportamiento dúctil. En el código no se requiere que todas las barras en una columna se prolonguen a través y se anclen en la zapata. Sin embargo, una cantidad de armadura con área 0.005 veces el área de la columna, o un área igual de barras de traspaso apropiadamente traslapadas, debe extenderse dentro de la zapata con un anclaje apropiado. Esta armadura se requiere para proporcionar cierto grado de integridad estructural durante la etapa de construcción y durante la vida de la estructura.

C15.8.2.4- En esta sección están específicamente permitidos los traslapes de barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$ , sujetas a compresión sólo con barras traspaso provenientes de las zapatas. Las barras de traspaso deben ser de  $\phi 36$  o de menor tamaño. La longitud de traslape de barras de traspaso debe cumplir con el mayor de los dos criterios siguientes: a) Ser capaz de transmitir el esfuerzo a las barras del  $\phi 44$  y  $\phi 56$ . b) Desarrollar plenamente el esfuerzo en las barras de traspaso como traslapes.

Esta disposición constituye una excepción a la sección 12.14.2.1, en la cual se prohíbe el traslape de barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$ . Este es el resultado de muchos años de experiencia satisfactoria con traslapes de barras de gran diámetro para columnas con barras de traspaso de zapatas de

**15.8.3-** En construcciones prefabricadas, pueden usarse pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en la sección 15.8.1.

**15.8.3.1-** La conexión entre columnas prefabricadas o dados y el elemento de apoyo debe tener una resistencia a la tracción no menor de  $1.5 A_g$ , en Newtons, donde  $A_g$  es el área del elemento apoyado.

**15.8.3.2-** La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe tener una resistencia a la tracción no menor de  $A_g/3$ , en Newtons, donde  $A_g$  es el área transversal del muro

**15.8.3.3-** Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o falla del hormigón que los circunda.

## 15.9- Zapatas inclinadas o escalonadas

**15.9.1-** En las zapatas inclinadas o escalonadas el ángulo de inclinación, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los

menor tamaño. La razón de la restricción en el tamaño de la barra de traspaso es un reconocimiento al problema de la longitud de anclaje de las barras de gran diámetro, y para fomentar el uso de barras de traspaso de tamaño reducido, con lo que probablemente se obtienen ahorros en la altura de las zapatas. En la sección 12.16.2 se permite una excepción similar para traslapes de compresión entre barras de tamaño diferente.

**C15.8.3.1 y C15.8.3.2-** Para columnas moldeadas en la obra, la sección 15.8.2.1 requiere un área mínima de armadura igual a  $0.005A_g$  a través de la interface de columna-zapata para proporcionar cierto grado de integridad estructural. Para columnas prefabricadas, este requisito se expresa en términos de una fuerza equivalente de tracción que debe ser transmitida; por lo tanto, a través de la junta,  $A_s f_y = 1.5 A_g$ . La resistencia mínima a la tracción requerida para uniones prefabricadas muro-zapata es algo menor que la requerida para columnas, ya que una sobrecarga sería distribuida lateralmente y una falla súbita sería menos probable. Puesto que el valor de resistencia a la tensión se ha elegido en forma arbitraria, no es necesario incluir un factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , para este cálculo.

**C15.8.3.3-** Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben ser diseñados para alcanzar su resistencia de diseño antes de que el perno o conector fluya, se desplace, o se arrancado hormigón.

requisitos de diseño en cada sección. (Véase también la sección 12.10.6)

15.9.2- Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar tal comportamiento.

### 15.10- Combinación de zapatas y losas de fundación

15.10.1- Las zapatas que soporten más de una columna, dado o muro (combinación de zapatas y losas de fundación) deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta norma.

15.10.2- El Método Directo de Diseño del capítulo 13 no debe utilizarse para el diseño de una combinación de zapatas y losas de fundación.

15.10.3- La distribución de la presión del terreno bajo la combinación de zapatas y losas de fundación debe estar de acuerdo con las propiedades del terreno y la estructura, y con los principios establecidos de la mecánica de suelos.

### C15.10- Combinación de zapatas y losas de fundación

C15.10.1- Se puede emplear cualquier suposición razonable respecto a la distribución de presiones del suelo o a las reacciones del pilote, siempre que esté de acuerdo con el tipo de estructura y con las propiedades del suelo, y que cumpla con los principios establecidos de mecánica de suelos (véase la sección 15.1). De manera similar, tal como se indica en la sección 15.2.4 para zapatas aisladas, el área de la base o el arreglo de los pilotes para una combinación de zapatas y losas de fundación debe determinarse empleando las fuerzas, no mayoradas y/o los momentos transmitidos por la zapata al suelo, considerando las presiones admisibles del suelo, así como las reacciones del pilote.

Se pueden aplicar métodos de diseño que utilicen cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia,  $\phi$ , a combinación de zapatas losas de fundación, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

En un informe del comité ACI 336 15.1 "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats", se proporcionan recomendaciones detalladas para el diseño de combinaciones de zapatas y losas de fundación. Véase también la referencia 15.2.

## CAPÍTULO 16 - HORMIGÓN PREFABRICADO

### 16.6- Alcance

16.1.1- Las disposiciones del capítulo 16 se deben aplicar al diseño de elementos de hormigón prefabricado definidos como elementos de hormigón moldeados en distinto lugar de su posición final en la estructura.

16.1.2- Todas las disposiciones de esta norma que no estén específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del capítulo 16, deben aplicarse al hormigón prefabricado.

El hormigón prefabricado, tal como se define en el capítulo 2, consiste en elementos moldeados en un lugar diferente de su posición final, los cuales se montan y conectan en su posición final en la estructura. Las disposiciones regulares de la norma para hormigón moldeado en la obra se pueden aplicar, excepto en lo indicado por las disposiciones especiales del capítulo 16.

Los requisitos para el diseño y la construcción de elementos estructurales de hormigón prefabricado difieren en algunos aspectos de los usuales para elementos estructurales de hormigón moldeado en la obra. Cuando las especificaciones para el hormigón moldeado en la obra se apliquen igualmente para el hormigón prefabricado, no han sido repetidas en el capítulo 16. De igual manera, los párrafos que se relacionan con el hormigón pretensado en el capítulo 18, y con el hormigón compuesto en el capítulo 17, que sean aplicables para el hormigón prefabricado (o que predominen sobre secciones similares incluidas en alguna otra parte de la norma) no se mencionan nuevamente en el capítulo 16.

Algunas recomendaciones más detalladas concernientes al hormigón prefabricado aparecen en las referencias 16.1 a la 16.4.

En esta edición de la norma del ACI no se establece un tamaño mínimo para columnas como en las versiones anteriores del mismo. Sin embargo, a pesar de que el comportamiento al fuego está fuera del campo de aplicación de la norma ACI, al proyectista se le indica que debe consultar la ordenanza general de construcción en relación con este aspecto. En el elementos pequeños debe tomarse en consideración el comportamiento ante el fuego. El verdadero comportamiento ante el fuego es una función tanto del recubrimiento de la armadura como de la relación que existe entre el volumen de un elemento y el área de la superficie expuesta. De

manera similar, cuando sean necesarias las consideraciones sobre agentes químicos y corrosivos, el proyectista debe valerse de los datos de ensayo disponibles además de su criterio.

Las tolerancias requeridas por la sección 7.5 se consideran como las mínimas aceptables para hormigón prefabricado.

## 16.2- Diseño

**16.2.1-** El diseño de elementos prefabricados debe considerar todas los estados de carga y restricciones, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desmolde, almacenamiento, transporte y montaje.

**16.2.2-** En construcciones prefabricadas que no tengan un comportamiento monolítico, deben considerarse los efectos en todos los elementos de interconexión y unión para asegurar un comportamiento adecuado del sistema estructural.

**16.2.3-** Deben considerarse los efectos de las deflormaciones iniciales y a largo plazo, incluyendo los efectos sobre los elementos interconectados.

**16.2.4-** El diseño de uniones y apoyos debe incluir los efectos de todas las fuerzas que serán transmitidas, incluyendo la retracción, la fluencia lenta, la temperatura, la deformación elástica, el viento y los sismos.

**16.2.5-** Todos los detalles deben diseñarse considerando las tolerancias de fabricación y montaje y los esfuerzos temporales de montaje.

## 16.3- Paneles prefabricados para muros

**16.3.1-** Los muros prefabricados, de carga y divisorios, deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del capítulo 14.

## C16.2- Diseño

Aunque el diseño para hormigón prefabricado se efectúa como si fuese para hormigón moldeado en la obra (con excepción de lo señalado en los capítulos 17 y 18), se necesitan ciertas consideraciones especiales para elementos prefabricados. Las cargas impuestas a los elementos prefabricados durante el período comprendido entre el moldeado y el montaje pueden ser mayores que las cargas reales de servicio. Los procedimientos frecuentemente pueden provocar deformaciones permanentes. Por ello, debe prestarse especial cuidado a los métodos de transporte y montajes de los elementos prefabricados.

También es de vital importancia considerar los efectos de las uniones y de los elementos interconectados, con respecto a los elementos prefabricados. El comportamiento estructural de los elementos prefabricados puede diferir sustancialmente de los elementos semejantes moldeados en la obra y que son monolíticos. El diseño de las juntas para transmitir las fuerzas debidas a la retracción, la fluencia lenta, la temperatura, la deformación elástica, las fuerzas de viento y sísmicas requiere de especial cuidado en la construcción con prefabricados. Los detalles de tales juntas son especialmente importantes para el comportamiento adecuado de las estructuras con prefabricados.

16.3.2- Cuando los paneles prefabricados se diseñen para salvar luces horizontales entre columnas o zapatas aisladas, no debe limitarse la razón altura - espesor, siempre que el efecto de la acción como viga de gran altura, el pandeo lateral y las deformaciones se hayan tomado en cuenta en el diseño. Véase la sección 10.7.

## 16.4- Detalles

16.4.1- Todos los detalles de armadura, uniones, elementos de apoyo, insertos, anclajes, recubrimiento de hormigón, aberturas, dispositivos de izaje, fabricación y tolerancias en el montaje deben mostrarse en los planos de taller.

16.4.2- Cuando el Ingeniero estructural lo apruebe los dispositivos de anclaje (tales como barras de anclaje o insertos) que sobresalen del hormigón o permanecen expuestos para inspección pueden empotrarse mientras el hormigón esté en estado plástico siempre y cuando:

16.4.2.1- No se requiere que los dispositivos de anclaje queden sujetos a la armadura dentro del hormigón plástico por medio de amarras o ganchos.

16.4.2.2- Los dispositivos de anclaje se mantengan en la posición correcta mientras el hormigón permanezca en estado plástico.

16.4.2.3- Los elementos embebidos estén debidamente anclados a fin de poder desarrollar las cargas mayoradas requeridas.

## C16.4- Detalles

Debe proporcionarse armadura adyacente a los dispositivos de izaje para resistir todas las fuerzas temporales.

El código requiere un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y una resistencia adecuada bajo cargas mayoradas. Sin embargo, las cargas de manejo no deben producir esfuerzo, deformaciones, agrietamientos, ni deflexiones permanentes incongruentes con las disposiciones de la norma.

La sección 16.4.2 constituye una excepción a las disposiciones de la sección 7.5.1. Muchos productos prefabricados se elaboran de tal manera que resulta difícil, por no decir imposible poner en posición la armadura que sobresale del hormigón antes de que éste sea colocado. La experiencia ha demostrado que dispositivos tales como los anillos para el corte horizontal y los insertos pueden colocarse mientras el hormigón está en estado plástico, tomando las debidas precauciones. Antes de dar su aprobación el ingeniero debe estar satisfecho de que el detallamiento y la mano de obra tendrá como resultado que los insertos queden debidamente colocados y anclados, y que el hormigón quede bien compactado en torno a dichos dispositivos. Esta excepción no se aplica a la armadura completamente embebida, ni al que debe sujetarse por medio de ganchos o anillos a la armadura embebida.



## **16.5- Identificación y marcas**

16.5.1- Cada elemento prefabricado debe marcarse para indicar su ubicación en la estructura, su cara superior y la fecha de fabricación.

16.5.2- Las marcas de identificación deben corresponder a las indicadas en los planos de montaje.

## **16.6- Transporte, almacenamiento y montaje**

16.6.1- Durante el curado, desmolde, almacenamiento, transporte y montaje, los elementos prefabricados no deben sobreesforzarse, o dañarse en alguna otra forma, o tener una contraflecha que los pueda afectar negativamente.

16.6.2- Los elementos prefabricados deben quedar arriostrados y sujetos en forma adecuada durante el montaje para garantizar su correcto alineamiento e integridad estructural hasta que se terminen completamente las conexiones permanentes.

## **C16.6- Transporte, almacenamiento y montaje**

Es importante que todas las uniones, arriostramientos y apuntalamientos temporales para el montaje estén señalados en los planos de taller.

## CAPÍTULO 17 - ELEMENTOS COMPUESTOS DE HORMIGÓN SUJETOS A FLEXIÓN

### 17.0- Notación

- $A_c$  = área de la superficie de contacto que se investiga por corte horizontal,  $\text{mm}^2$   
 $A_v$  = área de amarras dentro de una distancia  $s$ , mm  
 $b_v$  = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por corte horizontal  
 $d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción para la sección compuesta completa, mm  
 $h$  = Altura total del elemento compuesto, mm  
 $s$  = Espaciamiento de las amarras medido a lo largo del eje longitudinal del elemento, mm  
 $V_{nh}$  = resistencia nominal al corte horizontal  
 $V_u$  = esfuerzo de corte mayorado en la sección  
 $\lambda$  = Factor de corrección por densidad del hormigón  
 $\rho_v$  = Razón entre el área de amarras y el área de la superficie de contacto  
 =  $A_v/b_v s$   
 $\phi$  = factor de reducción de la resistencia. Véase la sección 9.3

### 17.1- Alcance

17.1.1- Las disposiciones del capítulo 17 deben aplicarse al diseño de los elementos compuestos de hormigón sujetos a flexión, definidos como elementos prefabricados de hormigón y/o moldeados en la obra, construidos en lugares diferentes, pero interconectados de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

17.1.2- Todas las disposiciones de este código se aplican a los elementos compuestos sujetos a

### C17.1- Alcance

C17.1.1- El capítulo 17 pretende abarcar todos los tipos de elementos compuestos sujetos a flexión. En algunos casos, con elementos de hormigón totalmente moldeados en la obra, puede ser necesario diseñar las juntas de hormigonado por etapas, en la misma forma que se requiere para elementos compuestos. Los elementos estructurales compuestos de acero y hormigón no se tratan en este capítulo, puesto que las disposiciones de diseño para esos elementos compuestos están incluidas en la referencia 17.1.

flexión, excepto en lo específicamente modificado en el capítulo 17.

## 17.2- Generalidades

17.2.1- Un elemento compuesto en su totalidad, o partes de él, pueden emplearse para resistir corte y momento

17.2.2- Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas críticas de carga.

17.2.3- Si la resistencia especificada, la densidad u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

17.2.4- En los cálculos de resistencia de elementos compuestos no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

17.2.5- Todos los elementos deben diseñarse para resistir las cargas introducidas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

17.2.6- Se debe dimensionar la armadura requerida para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.

17.2.7- Los elementos compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deflormaciones dados en la sección 9.5.5.

## C17.2- Generalidades

C17.2.1- Esta sección permite al proyectista utilizar algunos o todos los componentes para soportar la carga de la manera más eficaz.

C17.2.4- Los ensayos han demostrado que la resistencia de un elemento compuesto es la misma si se apuntala o no el primer elemento hormigonado durante la colocación y el curado del hormigón del segundo elemento.

C17.2.6- El grado de agrietamiento permitido depende de factores tales como el ambiente, la estética y la ocupación. Además, no debe perjudicarse la acción compuesta.

C17.2.7- La carga prematura en los elementos prefabricados puede causar deflexiones excesivas como resultado de la fluencia lenta y la retracción. Esto sucede especialmente a edades cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia baja.

Si se va a evitar la deformación excesiva por deslizamiento es esencial que la transmisión del corte sea por adherencia directa. Una llave de corte es un factor mecánico de seguridad adicional, pero no puede operar hasta que ocurra el deslizamiento.

### 17.3- Apuntalamiento

Cuando se emplee el apuntalamiento, éste no debe retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas y limitar las deflormaciones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

### 17.4- Resistencia al corte vertical

17.4.1- Cuando se considere que el corte vertical va es resistido por todo el elemento compuesto, se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del capítulo 11, como si se tratara de un elemento de la misma sección transversal hormigonado monolíticamente.

17.4.2- La armadura por corte debe estar totalmente anclada dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en la sección 12.13.

17.4.3- La armadura por corte, anclada y prolongada puede considerarse como amarras para tomar el corte horizontal.

### 17.5- Resistencia al corte horizontal

17.5.1- En un elemento compuesto debe asegurarse la transmisión completa de los esfuerzos de corte horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

17.5.2- Salvo si se calcula de acuerdo con la sección 17.5.3, el diseño de las secciones transversales sujetas a corte horizontal debe basarse en:

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (17-1)$$

donde  $V_u$  es el esfuerzo de corte mayorado en la sección sujeta a consideración, y  $V_{nh}$  es la

### C17.3- Apuntalamiento

Las disposiciones de la sección 9.5.5 se deben considerar con base en las deformaciones de elemento apuntalados o sin apuntalar.

### C17.5- Resistencia al corte horizontal

C17.5.1- La transmisión total del corte horizontal entre los segmentos de los elementos compuestos debe garantizarse por medio de la resistencia al corte horizontal en las superficies de contacto o de amarra anclados adecuadamente, o ambos.

C17.5.2- La resistencia al corte horizontal nominal  $V_{nh}$  se aplica cuando el diseño se basa en los factores de carga y factores  $\phi$  del capítulo 9.

Cuando el diseño de los elementos compuestos se realice utilizando el método alternativo de diseño del apéndice A,  $V_u$  es el corte debido a las cargas de servicio y se aplica el 55% de los valores de la sección 17.5.2. Véase la sección A.7.3. También,

resistencia al corte horizontal nominal de acuerdo con lo siguiente:

17.5.2.1- Cuando las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al corte  $V_{nh}$  no debe ser mayor de  $0.6 b_v d$ , en Newtons.

17.5.2.2- Cuando se proporciona el mínimo de amarras de acuerdo con la sección 17.6 y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, pero no se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al corte  $V_{nh}$  no debe tomarse mayor de  $0.6 b_v d$ , en Newtons.

17.5.2.3- Cuando se proporciona el mínimo de amarras de acuerdo con la sección 17.6 y las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente con una amplitud aproximada de 5 mm, la resistencia al corte  $V_{nh}$  debe tomarse igual a  $(1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d$  en Newtons, pero no mayor que  $3.5 b_v d$  en Newtons. Los valores de  $\lambda$  se indican en la sección 11.7.4.3.

17.5.2.4- Cuando el esfuerzo de corte mayorado  $V_u$  en la sección sujeta a consideración excede de  $\phi(2.5b_v d)$ , el diseño por corte horizontal debe hacerse de acuerdo con la sección 11.7.4.

cuando se combinan las cargas gravitacionales con las cargas laterales debidas a viento o sísmicas en la combinación de carga que debe regir para el corte horizontal, se puede aprovechar la reducción del 25% en la resistencia requerida de acuerdo con la sección A.2.2.

Al revisar el funcionamiento de los elementos compuestos sujetos a flexión en relación con las cargas de construcción y de manejo,  $V_u$  se puede sustituir por el corte debido a la carga de servicio por manejo en la ecuación (17-1). Hay que comparar el corte horizontal debido a la carga por manejo con un valor de resistencia nominal al corte horizontal igual a  $0.55 V_{nh}$  (como el que se da en el apéndice A para el método alternativo de diseño), para garantizar un factor de seguridad adecuado para las cargas de construcción y de manejo.

Los elementos pretensados usados en estructuras compuestas pueden tener variaciones en la altura de la armadura de tracción a lo largo de la longitud del elemento. Debido a esta variación, la definición de  $d$  usada en el capítulo 11 para determinar la resistencia al corte vertical es también apropiada para determinar la resistencia al corte horizontal.

C17.5.2.3- Las resistencias al corte horizontal permitidas y la amplitud de 5 mm requerida para obtener aspereza intencional se basa en ensayos discutidas en las referencias 17.1 a la 17.4.

17.5.2.5- Al determinar la resistencia nominal al corte horizontal en elementos pretensados, debe tomarse  $d$  como fue definida o como  $0.8h$ , la que se mayor.

17.5.3- El corte horizontal puede investigarse calculando el cambio real en la fuerza de comprensión o de tracción en cualquier segmento, y tomando medidas para transferir esa fuerza como corte horizontal al elemento de apoyo. El esfuerzo de corte mayorado horizontal no debe exceder la resistencia al corte  $\phi V_{nh}$  como se indica en las secciones 17.5.2.1 a la 17.5.2.4, dónde el área de la superficie de contacto  $A_c$  debe sustituir a  $b_v d$ .

17.5.3.1- Cuando las amarras proporcionadas para resistir el corte horizontal se diseñan para satisfacer la sección 17.5.3, la razón entre el área y el espaciamiento de las amarras a lo largo del elemento debe reflejar aproximadamente la distribución del esfuerzo de corte en el elemento.

17.5.4- Cuando exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, sólo se permite la transmisión de corte por contacto cuando se proporcione el mínimo de amarras de acuerdo con la sección 17.6.

C17.5.3.1- La distribución de la tensión de corte horizontal a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto refleja la distribución del corte a lo largo del elemento. La falla por corte horizontal se inicia donde la tensión de corte horizontal es máxima y se propaga a las regiones de menores tensiones. Debido a que el deslizamiento para la resistencia máxima a la corte horizontal es pequeña en una superficie de contacto entre hormigones, la redistribución logitudinal de la resistencia al corte horizontal es muy limitada. El espaciamiento de las amarras a lo largo de la superficie de contacto debería, por lo tanto, ser tal que proporcione una resistencia al corte horizontal distribuida aproximadamente según la distribución del corte actuante en el elemento.

C17.5.4- Se requiere de un anclaje adecuado para las amarras que se prolonguen a través de las superficies de contacto, para asegurar el contacto entre dichas superficies.

## **17.6- Amarras para corte horizontal**

**17.6.1-** Cuando se proporcionan amarras para transmitir el corte horizontal, el área de amarras no debe ser menor que la requerida en la sección 11.5.5.3, y su espaciamiento no debe exceder de 4 veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 600 mm.

**17.6.2-** Las amarras que resisten el corte horizontal deben consistir en barras individuales o alambre, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de malla electrosoldada (lisa o con resaltes).

**17.6.3-** Todas las amarras deben anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con la sección 12.13.

## **C17.6- Amarras para corte horizontal**

El espaciamiento máximo y el área mínima se basan en los datos de ensayos dados en las referencias 17.3 a las 17.6.

## CAPÍTULO 18 - HORMIGÓN PRETENSADO

### 18.0- Notación

- A** = área de la parte de la sección transversal comprendida entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección total, mm<sup>2</sup>
- A<sub>ps</sub>** = área de armadura pretensada en la zona en tracción, mm<sup>2</sup>
- A<sub>s</sub>** = área de la armadura de tracción no pretensada, mm<sup>2</sup>
- A'<sub>s</sub>** = área de la armadura de compresión, mm<sup>2</sup>
- b** = ancho del borde en compresión del elemento, mm
- d** = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura no pretensada en tracción, mm
- d'** = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura en compresión, mm
- d<sub>p</sub>** = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura pretensada
- D** = cargas permanentes o las fuerzas y momentos internos correspondientes
- e** = base de los logaritmos neperianos
- f'<sub>c</sub>** = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- f'<sub>ci</sub>** = resistencia a la compresión del hormigón en el momento del pretensado inicial, MPa.
- $\sqrt{f'_{ci}}$  = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón en el momento del pretensado inicial, MPa.
- f<sub>pc</sub>** = tensión promedio de compresión en el hormigón, debida únicamente a la fuerza efectiva de pretensado (después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado), MPa.



- $f_{ps}$  = tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, MPa.  
 $f_{pu}$  = resistencia especificada a la tracción de los cables de pretensado, MPa.  
 $f_{py}$  = resistencia especificada a la fluencia de los cables de pretensado, MPa.  
 $f_r$  = módulo de rotura del hormigón, MPa.  
 $f_{se}$  = tensión efectiva en la armadura pretensada (después de que han ocurrido todas la pérdidas de pretensado), MPa.  
 $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.  
 $h$  = altura total del elemento, mm.  
 $K$  = coeficiente de fricción por desviación involuntaria por metro de cable de pretensado.  
 $\ell$  = luz de losas planas en dos direcciones en sentido paralelo a la armadura que se está determinando, m. Véase la ecuación (18-8).  
 $\ell_x$  = longitud del cable de pretensado, desde el extremo del gato a un punto cualquiera  $x$ , m. Véase las ecuaciones (18-1) y (18-2).  
 $L$  = sobrecargas o las fuerzas y momentos internos correspondientes.  
 $N_c$  = fuerza de tracción en el hormigón debida a la carga permanente más la sobrecarga no mayoradas ( $D + L$ ).  
 $P_s$  = fuerza en el cable de pretensado en el extremo del gato.  
 $P_x$  = fuerza en el cable de pretensado en cualquier punto  $x$ .  
 $\alpha$  = cambio angular total de la trayectoria del cable de pretensado en radianes desde el extremo del gato hasta cualquier punto  $x$ .  
 $\beta_1$  = factor definido en la sección 10.2.7.1.  
 $\gamma_p$  = factor por tipo de tendón de pretensado.  
= 0.55 para  $f_{py}/f_{pu}$  no menor que 0.80  
= 0.40 para  $f_{py}/f_{pu}$  no menor que 0.85  
= 0.28 para  $f_{py}/f_{pu}$  no menor que 0.90  
 $\mu$  = coeficiente de fricción por curvatura.  
 $\rho$  = cuantía de armadura no pretensada en tracción.  
=  $A_s/bd$ .

- $\rho'$  = cuantía de armadura en compresión.  
 =  $A'_s/bd$ .  
 $\rho_p$  = cuantía de armadura pretensada.  
 =  $A_{ps}/bd_p$ .  
 $\phi$  = factor de reducción de la resistencia.  
 Véase la sección 9.3.  
 $\omega$  =  $\rho f_y/f'_c$   
 $\omega'$  =  $\rho' f_y/f'_c$   
 $\omega_p$  =  $\rho_p f_{ps}/f'_c$   
 $\omega_w, \omega_{pw}, \omega'_w$  =

índices de armadura para secciones con ala, calculados en igual forma que  $\omega$ ,  $\omega_p$ , y  $\omega'$ , excepto que  $b$  debe ser el ancho del alma, y el área de armadura debe ser la necesaria para desarrollar únicamente la resistencia a la compresión del alma.

## 18.1- Alcance

**18.1.1-** Las disposiciones del capítulo 18 se deben aplicar a elementos pretensados con alambre, torones o barras que cumplan con las disposiciones para cables de pretensado de la sección 3.5.5.

**18.1.2-** Todas las disposiciones de este código no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del capítulo 18, deben considerarse aplicables al hormigón pretensado.

**18.1.3-** Las siguientes disposiciones de este código no deben aplicarse al hormigón pretensado excepto cuando esté específicamente señalado: secciones 7.6.5, 8.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 y 10.9.2, capítulo 13 y secciones 14.3, 14.5 y 14.6.

## C18.1- Alcance

**C18.1.1-** Las disposiciones del capítulo 18 se desarrollaron principalmente para elementos estructurales tales como losas, vigas y columnas que se utilizan comúnmente en los edificios. Sin embargo, muchas de estas disposiciones pueden aplicarse a otros tipos de estructuras, tales como depósitos a presión, pavimentos, tuberías y durmientes. Para los casos que no se citan específicamente en la norma, la aplicación de las disposiciones se deja al criterio del ingeniero.

**C18.1.3-** Algunas secciones de la norma están exentas de emplearse en el diseño de hormigón pretensado por razones específicas. La exposición que se incluye a continuación explica dichas excepciones:

**Sección 7.6.5-** La sección 7.6.5 de la norma se excluye de la aplicación a hormigón pretensado, ya que los requisitos para armadura adherida y cables no adheridos para elementos hormigonados en obra se proporcionan en las secciones 18.9 y 18.12 respectivamente.

**Sección 8.4-** Se excluye la sección 8.4 de la norma porque la redistribución de momentos para hormigón pretensado se describe en la sección 18.10.4.

**Secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4-** Las disposiciones empíricas de las secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4 para vigas T fueron desarrolladas para el hormigón armado convencional y si se aplican a hormigón pretensado podrían excluir muchos productos pretensados estándar que actualmente están en uso de manera satisfactoria. Por lo tanto, la experiencia permite hacer variaciones.

Al excluir las secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4, no aparecen en la norma requisitos especiales para vigas T de hormigón pretensado. Así pues, se deja al juicio y a la experiencia del ingeniero la determinación del ancho efectivo del alma. Cuando sea posible, debe utilizarse el ancho del ala indicado en las secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4, a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no se necesariamente conservador utilizar el ancho máximo del ala permitido en la sección 8.10.2.

Las secciones 8.10.1 y 8.10.5 disponen los requisitos generales para vigas T, que también son aplicables a elementos de hormigón pretensado. Las limitaciones de espaciamiento de la armadura en losas se basan en el espesor del ala, el cual puede tomarse como el espesor promedio en el caso de alas de espesor de peralte variable.

**Sección 8.11-** Los límites empíricos establecidos para pisos nervados convencionales de hormigón armado se basan en el exitoso comportamiento anterior de las losas nervadas, en las cuales se utilizaron sistemas de losas nervadas "estándar". Véase la sección 8.11 de los Comentarios. Para la construcción con losas nervadas pretensadas, debe apelarse a la experiencia y al buen criterio. Las disposiciones de la sección 8.11 pueden utilizarse como guía.

**Secciones 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.9.1 y 10.9.2-** Para hormigón pretensado las limitaciones para la armadura, indicadas en las secciones 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.9.1 y 10.9.2 se sustituyen por las de las secciones 18.8, 18.9 y 18.11.2.

**Sección 10.6-** Cuando se prepararon originalmente, las disposiciones de la sección 10.6 para la distribución de la armadura a flexión no estaban destinadas a los elementos de hormigón pretensado. El comportamiento de un elemento pretensado es considerablemente diferente al de un elemento no pretensado. Debe apelarse a la experiencia y al buen criterio para la apropiada distribución de la armadura en un elemento pretensado.

**Capítulo 13-** El diseño de losas de hormigón pretensado requiere el reconocimiento de los momentos secundarios inducidos por el perfil curvo de los cables de pretensado. También los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden crear sobre la estructura cargas adicionales que no están previstas adecuadamente en el capítulo 13. Debido a estas propiedades especiales asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del capítulo 13 no son apropiados para estructuras de hormigón pretensado, y se sustituyen por las disposiciones de la sección 18.12.

**Secciones 14.5 y 14.6-** Los requisitos para diseño de muros en las secciones 14.5 y 14.6 son en gran parte empíricas, y utilizan consideraciones que no se pretende aplicar al hormigón pretensado.

## 18.2- Generalidades

**18.2.1-** Los elementos pretensados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en este código.

**18.2.2-** El diseño de elementos pretensados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de

## C18.2- Generalidades

**C18.2.1 y C18.2.2-** La práctica acostumbrada en el diseño de hormigón pretensado, ha sido que la investigación sobre el diseño incluya todas las etapas de carga que puedan ser de importancia. Las tres etapas principales son: (1) Etapa de "gateo" o de transmisión del pretensado- es cuando la fuerza de tracción de los cables de

carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se aplique por primera vez el pretensado.

**18.2.3-** En el diseño deben considerarse las concentraciones de tensiones debidas al pretensado.

**18.2.4-** Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre estructuras adyacentes producidos por deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones provocados por el pretensado. También deben incluirse los efectos debido a cambios de temperatura y a la retracción.

**18.2.5-** Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el hormigón y los cables de pretensado estén con

pretensado se transmite al hormigón y los niveles de esfuerzo pueden ser altos con respecto a la resistencia del hormigón. (2) Etapa de carga de servicio- después de que hayan ocurrido los cambios volumétricos a largo plazo. (3) Etapa de carga mayorada- cuando se comprueba la resistencia del elemento. Pueden existir otras etapas de carga que requieran investigación. Por ejemplo, si la carga de agrietamiento es importante, esta etapa de carga puede requerir un estudio, o bien la etapa de manejo y transporte puede volverse crítica.

Desde el punto de vista de comportamiento satisfactorio, las dos etapas más importantes son las correspondientes a las cargas de servicio y a las cargas mayoradas.

La etapa de carga de servicio se refiere a las cargas definidas en la ordenanza general de construcciones (sin factores de carga), tales como las cargas permanentes y la sobrecarga, mientras la etapa de carga mayorada se refiere a las cargas multiplicadas por los factores de carga apropiados. Es necesario investigar las etapas correspondientes a las cargas de servicio y a las cargas mayoradas para asegurar el comportamiento del elemento en cuanto a servicio y resistencia.

Por ejemplo, una viga puede ser pretensada a lo largo de su eje longitudinal de tal manera que pueda soportar las cargas especificadas sin deflexión objetable, pero la resistencia puede estar por debajo de los requisitos adecuados de seguridad. En forma semejante, un diseño basado únicamente en la resistencia puede tener un comportamiento inadecuado bajo cargas de servicio, por ejemplo, deformación o contraflecha excesiva.

La sección 18.3.2 proporciona suposiciones que pueden utilizarse para la investigación a nivel de carga de servicio y después de la transferencia de la fuerza de pretensado.

**C18.2.5-** Esta sección se refiere al tipo de postesado cuando el cable está intermitentemente en contacto con el elemento de hormigón

contacto, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.

**18.2.6-** Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia de los cables de pretensado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos abiertos.

### 18.3- Suposiciones de diseño

**18.3.1-** El diseño por resistencia de elementos pretensados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de la sección 10.2, excepto que la sección 10.2.4 se debe aplicar únicamente a la armadura que cumpla con lo señalado en la sección 3.5.3.

**18.3.2-** Para el estudio de las tensiones en la transmisión del pretensado, bajo cargas de servicio y cargas de agrietamiento, se debe emplear la teoría elástica con las siguientes suposiciones:

pretensado. Deben tomarse precauciones para prevenir el pandeo lateral de dichos elementos. En particular, si las almas o alas delgadas están sujetas a alta precompresión, es posible que exista pandeo entre los apoyos de los elementos esbeltos.

Si se tiene un cable en contacto directo con el elemento que se está pretensado, o si se trata de un cable no adherido en un ducto que no es mucho más grande que el cable, no es posible hacer que el elemento se pandee bajo la fuerza de pretensado aplicada.

**C18.2.6-** Al considerar el área de los ductos abiertos, las secciones críticas deben incluir aquellas que tengan acopladores que pueden ser de mayor tamaño que el ducto que contiene al cable. Asimismo, en algunos casos la trompa o pieza de transición del conducto al anclaje puede ser de un tamaño tal que produzca una sección crítica. En caso de que fuera posible no tomar en consideración el efecto del área del ducto abierto en el diseño, las propiedades de la sección se pueden basar en el área total.

En elementos pretesados y postesados después de la inyección de la lechada, las propiedades de la sección se pueden basar en las secciones totales, en las secciones netas o en las secciones efectivas, utilizando para ello las áreas transformadas de los cables adheridos y la armadura no pretensada.

18.3.2.1- Las deformaciones varían linealmente con la altura en todas las etapas de carga.

18.3.2.2- En las secciones agrietadas el hormigón no resiste tracción.

#### 18.4- Tensiones admisibles en el hormigón: Elementos sometidos a flexión

18.4.1- Los esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la aplicación del pretensado (antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo) no deben exceder de lo siguiente:

(a) Tensión de la fibra extrema en compresión..... $0.60 f'_{ci}$

(b) Tensión de la fibra extrema en tracción excepto en lo permitido por (c) ..... $\sqrt{f'_{ci}}/4$

(c) Tensión de la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados..... $\sqrt{f'_{ci}}/2$

Cuando las tensiones de tracción calculadas excedan de estos valores, debe colocarse armadura adicional adherida (no pretensada o pretensada) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de

#### C18.4- Tensiones admisibles en el hormigón: Elementos sometidos a flexión

Los esfuerzos admisibles en el hormigón se proporcionan para controlar la serviciabilidad. No garantizan la resistencia estructural adecuada, la cual debe verificarse de acuerdo con los otros requisitos de la norma.

C18.4.1- Estos esfuerzos son aplicables inmediatamente después de transmitir la fuerza de pretensado, pero antes de que ocurran las pérdidas que dependen del tiempo, tales como las debidas a la fluencia lenta y a la retracción. Los esfuerzos en el hormigón en esta etapa son provocados por la fuerza de los cables de pretensado en la transmisión, reducida por las pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón, al relajamiento de los cables, al asentamiento del anclaje y a los esfuerzos debidos al peso del elemento. Generalmente, la retracción no se incluye en esta etapa. Estos esfuerzos se aplican tanto al hormigón pretensado como al postesado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transmisión.

C18.4.1 (b) y (c)- Los esfuerzos límite de tracción de  $\sqrt{f'_{ci}}/4$  y  $\sqrt{f'_{ci}}/2$  se refieren a esfuerzos de tracción que se localizan fuera de la zona de tracción precomprimida. No se requiere armadura adherida auxiliar a menos que se excedan estos límites. Cuando los esfuerzos de tracción exceden los valores admisibles, la fuerza total en la zona de esfuerzo de tensión puede calcularse, y se puede dimensionar la armadura en base a esta fuerza para un esfuerzo de  $0.6f_y$ , pero no mayor de 200 MPa. Los efectos de la fluencia lenta y la retracción comienzan a reducir el

tracción en el hormigón, calculada con la suposición de sección no agrietada.

**18.4.2-** Las tensiones en el hormigón bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) no deben exceder los siguientes valores:

(a) Tensión de la fibra extrema en compresión..... $0.45 f'_c$

(b) Tensión de la fibra extrema en tracción de la zona precomprimida de tracciones..... $\sqrt{f'_c}/2$

(c) Tensión de la fibra extrema en tracción de la zona precomprimida de tracciones de los elementos (excepto en sistemas de losas de dos direcciones), en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deformación demuestren que las curvaturas instantáneas y diferidas cumplen con los requisitos de la sección 9.5.4, y los recubrimientos cumplen con la sección 7.7.3.2..... $\sqrt{f'_c}$

esfuerzo de tensión casi inmediatamente, no obstante, algo de tracción permanece en esta área después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado.

**C18.4.2 b)-** La zona de tracción precomprimida es la porción de la sección transversal del elemento en el cual ocurre la tracción por flexión bajo carga permanente y sobrecarga. Usualmente, el hormigón pretensado, se diseña de tal forma que la fuerza de pretensado introduzca compresión en esta zona, reduciendo así efectivamente la magnitud del esfuerzo de tracción.

El esfuerzo admisible de tracción de  $\sqrt{f'_c}/2$  es compatible con el recubrimiento de hormigón requerido en la sección 7.7.3.1. En condiciones de medio ambiente corrosivo, que se define como medio ambiente en el cual ocurren ataques químicos tales como los de agua de mar, atmósfera industrial corrosiva, o gases de aguas negras u otros medios altamente corrosivos, debe utilizarse mayor recubrimiento que el requerido en la sección 7.7.3.1, de acuerdo con la sección 7.7.3.2, y deben reducirse los esfuerzos de tracción para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. El ingeniero debe aplicar su criterio a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si se requieren esfuerzos de tracción reducidos.

**C18.4.2 (b) y (c)-** El esfuerzo de tracción admisible del hormigón depende de que se haya proporcionado o no la suficiente armadura adherida para controlar el agrietamiento. Dicha armadura adherida puede consistir en cables pretensados o no pretensados, o bien, en barras de armadura. Debe observarse que el control del



agrietamiento depende no sólo de la cantidad de armadura proporcionada, sino también de su distribución sobre la zona de tracción.

Debido a los requisitos de armadura adherida de la sección 18.9, se considera que el comportamiento de los elementos segmentados generalmente es comparable con el de los elementos monolíticos de hormigón construidos en forma semejante. Por lo tanto, los límites del esfuerzo de tracción admisible de las secciones 18.4.2 (b) y 18.4.2 (c) se aplican tanto a los elementos segmentados como a los monolíticos. Si las deformaciones son importantes, las grietas propias de los elementos segmentados deben tomarse en cuenta en los cálculos.

**C18.4.2 (c)-** El esfuerzo de tracción admisible  $\sqrt{f'_c}$  proporciona un mejor comportamiento bajo cargas de servicio, especialmente cuando las sobrecargas son de naturaleza transitoria. Para aprovechar el incremento en el esfuerzo admisible, el ingeniero debe incrementar la protección de hormigón de la armadura, como se estipula en la sección 7.7.3.2, e investigar las características de deformación del elemento, particularmente bajo la carga en la que el elemento cambia del comportamiento no agrietado al comportamiento agrietado

La exclusión de los sistemas de losas en dos direcciones se basa en la referencia 18.1 la cual recomienda que el esfuerzo de tracción admisible no sea mayor de  $\sqrt{f'_c}/2$  para el diseño de placas planas de hormigón pretensado, analizadas por medio del método del marco equivalente u otros métodos aproximados. Para el diseño de placas planas basadas en análisis más exactos o para otros sistemas de losas en dos direcciones rigurosamente analizados y diseñados para condiciones de resistencia y servicio, se pueden exceder los esfuerzos límite de acuerdo con la sección 18.4.3.

Las curvas carga deformación de elementos de hormigón pretensado pueden idealizarse por

medio de una curva bilineal<sup>18.2</sup>. La primera porción de la curva se prolonga como una línea recta, desde la carga inicial hasta la carga que causa un agrietamiento de magnitud suficiente para reducir significativamente la rigidez del elemento. La segunda porción de la curva parte desde este punto de agrietamiento con una menor pendiente conforme se incrementa la carga. El cambio en la pendiente es una función de la reducción de la rigidez  $EI$  del elemento en el agrietamiento. En las condiciones más usuales este cambio es insignificante. En algunos casos, el cambio es tan gradual que no es necesario suponer una curva bilineal. Sin embargo, cuando la reducción de la rigidez pueda ser considerable en el agrietamiento, el incremento en la deformación es grande. Por esta razón cuando se utiliza un mayor esfuerzo admisible, el ingeniero debe calcular la deformación, utilizando la sección transversal agrietada y las áreas transformadas de la armadura adherida para calcular la rigidez  $EI$  del elemento.

**18.4.3-** Se pueden exceder las tensiones admisibles del hormigón indicadas en las secciones 18.4.1 y 18.4.2 si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

**C18.4.3-** Esta sección proporciona un mecanismo por medio del cual el desarrollo de nuevos productos, materiales y técnicas para la construcción de hormigón pretensado no necesitan restringirse por límites a los esfuerzos que representaban los requisitos más avanzados en el momento en que se adoptaron las disposiciones de esta norma. Las aprobaciones para el diseño deben concordar con la sección 1.4 de la norma.

## **18.5- Tensiones admisibles en los cables de pretensado**

## **C18.5- Tensiones admisibles en los cables de pretensado**

En la norma no se hace distinción entre esfuerzos temporales y esfuerzos efectivos en los cables de pretensado. Se proporciona solamente un límite para el esfuerzo de los cables de pretensado, puesto que el esfuerzo inicial en el cable (inmediatamente después de la transferencia) puede regir durante un tiempo considerable, aún después de que la estructura haya sido puesta en

18.5.1- Las tensiones de tracción en los tendones de pretensado no deben exceder:

(a) Debido a la fuerza del gato de pretensado..... $0.94 f_{py}$

pero no mayor que el mínimo entre  $0.80 f_{pu}$  y el máximo valor recomendado por el fabricante de cables o anclajes de pretensado.

(b) Inmediatamente después de la transmisión del pretensado..... $0.82 f_{py}$   
pero no mayor  $0.74 f_{pu}$ .

(c) Cables de postesado, en anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los cables..... $0.70 f_{pu}$

servicio. Este esfuerzo, por lo tanto, debe tener un factor de seguridad adecuado en condiciones de servicio, y no debe considerarse como un esfuerzo temporal. Cualquier disminución subsecuente en el esfuerzo del cable debida a las pérdidas solamente puede mejorar las condiciones y por consiguiente, en esta norma no se dan límites para la disminución de dicho esfuerzo.

C18.5.1- En la edición 1983 de la norma se revisaron los esfuerzos admisibles en los cables para reconocer la mayor tensión de fluencia del alambre y torón de bajo relajamiento, de acuerdo con los requisitos de la ASTM A 421 y A 416 de la sección 3.5.5. Para estos cables es más apropiado especificar esfuerzos admisibles en términos de la tensión mínima de fluencia especificada ASTM en vez de resistencia mínima a la tensión especificada ASTM. Para alambre y torones de bajo relajamiento con  $f_{py}$  igual a  $0.90 f_{pu}$ , los límites de  $0.94 f_{py}$  y  $0.82 f_{py}$  son equivalente a  $0.85 f_{pu}$  y  $0.74 f_{pu}$ , respectivamente. En la revisión 1986 y en la norma de 1989, el esfuerzo máximo en el gato para torones de bajo relajamiento se redujo a  $0.80 f_{pu}$  para asegurar una mejor compatibilidad con el valor máximo del esfuerzo del torón de  $0.74 f_{pu}$  inmediatamente después de la transferencia del pretensado. La mayor tensión de fluencia de los cables de bajo relajamiento no cambia la efectividad de los anclajes de los cables; así pues, el esfuerzo admisible en los anclajes de postesado (y acopladores) no se incrementa sobre el valor previamente permitido de  $0.70 f_{pu}$ . En cables comunes (alambre, torones y barras) con  $f_{py}$ , igual  $0.85 f_{pu}$ , los límites de  $0.94 f_{py}$  y  $0.82 f_{py}$  son equivalentes a  $0.80 f_{pu}$  y a  $0.70 f_{pu}$ , respectivamente, los mismos permitidos en el reglamento 1977. Para tendón de barra con  $f_{py}$  igual a  $0.80 f_{pu}$ , los mismos límites son equivalentes a  $0.75 f_{pu}$  y  $0.66 f_{pu}$  respectivamente.

Debido al mayor esfuerzo inicial admisible, permitido en la norma de 1983, los esfuerzos

## 18.6- Pérdidas de pretensado

18.6.1- Para determinar el pretensado efectivo  $f_{se}$  deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de pretensado.

- (a) Pérdida por penetración del cono.
- (b) Acortamiento elástico del hormigón.
- (c) Fluencia lenta del hormigón.
- (d) Retracción del hormigón
- (e) Relajación de tensión en los cables.
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los cables de postesado.

finales pueden ser mayores. Los diseñadores deben preocuparse por fijar un límite a los esfuerzos finales cuando la estructura está sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

## C18.6- Pérdidas de pretensado

C18.6.1- Para una explicación de cómo calcular estas pérdidas de pretensado véanse las referencias 18.3 a la 18.6. Los valores globales de suma de pérdidas de pretensado para elementos, tanto pretesados como postesados, que se indicaban en ediciones anteriores de los Comentarios, se consideran obsoletos. Se pueden calcular fácilmente estimaciones precisas de pérdidas de pretensado, de acuerdo con las recomendaciones de la referencia 18.6 que incluye consideración del nivel inicial de esfuerzo ( $0.7 f_{pu}$  o mayor), tipo de acero (relevado de esfuerzo o de bajo relajamiento; alambre, torón o barra), condiciones de exposición y tipo de construcción (pretesada, adherida postesada o no adherida postesada).

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de diseño del elemento, pero afectan el comportamiento bajo cargas de servicio (deformaciones, contraflecha, cargas de agrietamiento) y las conexiones. A nivel de cargas de servicio, la sobreestimación de las pérdidas de pretensado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede dar como resultado una contraflecha excesiva y un movimiento horizontal.

Se han reunido y analizado datos para permitir el cálculo de las pérdidas de esfuerzo debidas a la relajación de los cables compuestos de alambre relevado de esfuerzo.<sup>18.7</sup> Los trabajos subsecuentes en torones relevados de esfuerzo, conformes a la norma ASTM A 416, indican pérdidas por relajación de aproximadamente la misma magnitud.

El torón o alambre estabilizado tiene menores pérdidas por relajación que los cables comunes relevados de esfuerzo. Mientras el torón mantenga la temperatura elevada que se utiliza para la operación de relevar el esfuerzo, estará sujeto a una alta fuerza de tracción, la cual produce una cantidad específica de alargamiento permanente, resultando así pérdidas por relajación bajas después de que el cable ha sido puesto en servicio. Para valores específicos de la relajación de un acero en particular el ingeniero debe consultar al fabricante de dicho acero.

### 18.6.2- Pérdidas por fricción en los cables de postesado.

18.6.2.1- El efecto de la pérdida por fricción en los cables postesados debe calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$P_s = P_x e^{(Kl_x + \mu\alpha)} \quad (18-1)$$

Cuando  $(Kl_x + \mu\alpha)$  no es mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$P_s = P_x (1 + Kl_x + \mu\alpha) \quad (18-2)$$

18.6.2.2- Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por curvatura  $\mu$  y por desviación involuntaria  $K$  determinados experimentalmente, y deben verificarse durante las operaciones de tesado del cable.

C18.6.2- Los coeficientes incluidos en la tabla 18.6.2 dan un rango que generalmente puede esperarse. Debido a los muchos tipos disponibles de ductos, cables y materiales para el recubrimiento de los mismos, estos valores sólo pueden servir como guía. Cuando se utilicen conductos rígidos el coeficiente de curvatura involuntaria  $K$  puede considerarse igual al cero. Para cables grandes dentro de un conducto de tipo semirígido el factor de curvatura involuntaria también puede considerarse igual a cero. Los valores de los coeficientes que se deben utilizar para los cables y ductos de tipo especial debe obtenerse de los fabricantes de cables. Una evaluación irreal y baja de la pérdida por fricción puede conducir a contraflechas inadecuadas del elemento y a un pretensado inadecuado. Una sobrestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de pretensado si los valores estimados de la fricción no se obtienen en terreno. Esto podría conducir a excesivas contraflechas y acortamientos del elemento. Si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el diseño, el esfuerzo en el cable debe ajustarse para dar solamente la fuerza de pretensado requerida por el diseño en las partes críticas de la estructura.

**TABLA 18.6.2- Coeficientes de fricción para cables postensados para utilizarse en las ecuaciones (18-1) ó (18-2)**

		Coeficiente de curvatura involuntaria, K	Coeficiente de curvatura, $\mu$
	Cables de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
	barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
	Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0060	0.15 - 0.25
Cubierto con mastic	Cables de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
pre engrasados	Cables de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

Cable no adherido

**18.6.2.3-** En los planos de diseño se deben indicar los valores del coeficiente de fricción por desviación involuntaria y por curvatura empleados en el diseño.

**C18.6.2.3-** Cuando pueden estar envueltas la seguridad o capacidad de servicio de la estructura, el rango aceptable para las fuerzas de gateo de los cables u otros requisitos limitantes, deber ser dados o aprobados por el ingeniero estructural de acuerdo con los esfuerzos admisibles de las secciones 18.4 y 18.5.

**18.6.3-** Cuando exista pérdida de pretensado en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dicha pérdida de pretensado debe tomarse en consideración en el diseño.

## 18.7- Resistencia a la flexión

**18.7.1-** La resistencia a flexión de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de este código. Para los cables de pretensado,  $f_{ps}$  debe sustituir a  $f_y$  en los cálculos de resistencia.

## C18.7- Resistencia a la flexión

**C18.7.1-** El momento resistente de diseño de los elementos pretensados sujetos a flexión, puede calcularse utilizando las mismas ecuaciones de resistencia que para los elementos de hormigón armado convencional. Los libros de texto y el ACI 318R-83<sup>18.8</sup> proporcionan ecuaciones de resistencia para secciones rectangulares y con alas, con armadura de tracción únicamente y con

18.7.2- En lugar de efectuar una determinación más precisa de  $f_{ps}$  basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de  $f_{ps}$ , siempre que  $f_{se}$  no sea menor que  $0.5 f_{pu}$ .

(a) Para elementos con cables de pretensado adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{b_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (18-3)$$

Cuando se toma en cuenta cualquier armadura de compresión al calcular  $f_{ps}$  mediante la ecuación (18-3) el término:

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

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

(b) Para elementos con cables de pretensado no adheridos y con una razón luz-altura de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (18-4)$$

pero en la ecuación (18-4),  $f_{ps}$  no debe tomarse mayor que  $f_{py}$  ni que  $(f_{se} + 420)$ .

armadura de tracción y de compresión. Cuando parte de la armadura de pretensado está en la zona de compresión debe usarse un método basado en condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones aplicables de carga mayorada.

En otras secciones transversales, el momento resistente de diseño,  $\phi M_n$ , se calcula mediante un análisis general basado en la compatibilidad de esfuerzo y deformación, empleando las propiedades de esfuerzo deformación de los cables de pretensado y las suposiciones de la sección 10.2.

C18.7.2- La ecuación (18-3) es una aproximación al cálculo más exacto que involucra un método de compatibilidad de deformaciones y equilibrio. La fórmula aproximada puede subestimar la resistencia de las vigas con altos porcentajes de armadura y, para evaluaciones más exactas de su resistencia, debe emplearse el método de compatibilidad de deformaciones y el equilibrio. El uso de la ecuación (18-3) es apropiada cuando todo el acero de pretensado está en la zona de tracción. Cuando parte de ese acero está en la zona de compresión de debe utilizar el método de compatibilidad de deformación y el equilibrio.

Con la inclusión del término  $\omega'$ , la ecuación (18-3) refleja el valor incrementado de  $f_{ps}$ , obtenido cuando se proporciona armadura de compresión en una viga con un gran índice de armadura. Cuando el término  $\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \left( \frac{d}{d_p} \right) (\omega - \omega') \right]$  en la ecuación (18-3) es pequeño, la profundidad del eje neutro es pequeña, por lo tanto la armadura de compresión no desarrolla su resistencia a la fluencia y la ecuación (18-3) deja de ser conservadora. Esta es la razón por la que el término  $\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \left( \frac{d}{d_p} \right) (\omega - \omega') \right]$  en la ecuación (18-3) no puede tomarse menor de 0.17 cuando se toma en cuenta la armadura de compresión al calcular  $f_{ps}$  (Obsérvese que cuando la armadura de compresión no se toma en cuenta al emplear la ecuación (18-3) es decir, que  $\omega'$  se toma como cero, entonces el término

(c) Para elementos con cables de pretensado no adheridos y con una razón luz-altura mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (18-5)$$

pero en la ecuación (18-5),  $f_{ps}$  no debe tomarse mayor que  $f_{py}$  ni que  $(f_{se} + 200)$ .

$[\rho_p f_{ps}/f'_c + (d/d_p)\omega]$  puede ser menor de 0.17 y por lo tanto, se obtiene un valor incrementado y correcto de  $f_{ps}$ .

Cuando el valor de  $d'$  es grande, la deformación en la armadura de compresión puede ser considerablemente menor que su deformación a la fluencia. En este caso, la armadura de compresión no influye en  $f_{ps}$  de manera tan favorable como lo implica la ecuación (18-3). Por esta razón es que la ecuación (18-3) está limitada a vigas en las que  $d'$  es menor o igual a  $0.15d_p$ .

El término  $[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega')]$  en la ecuación (18-3) se puede escribir  $[\rho_p f_{pu}/f'_c + A_s f_y / (bd_p f'_c) - A'_s f_y / (bd_p f'_c)]$ . De esta forma puede algunas veces usarse más conveniente por ejemplo cuando hay armadura de tracción no pretensada.

18.7.3- Se puede considerar que la armadura no pretensada que cumple con la sección 3.5.3, en caso de utilizarse con cables de pretensado, contribuye a la fuerza de tracción y se puede incluir en los cálculos de resistencia a la flexión con una tensión igual a la tensión de fluencia especificada,  $f_y$ . Se pueden incluir otras armaduras no pretensadas en los cálculos de

Resultados más recientes sobre elementos con cables no adheridos y razones luz/altura, mayores de 35 (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas) indican que la ecuación (18-4) sobrestima el incremento de esfuerzo en dichos elementos.<sup>18.9</sup> Aunque estos mismos ensayos indican que la resistencia a momento de estos elementos de poco altura diseñados por medio de la ecuación (18-4) cumple con los requisitos de resistencia carga mayorada, este resultado refleja los requisitos de la norma para armadura mínima adherida, así como la limitación sobre esfuerzo de tracción del hormigón, que con frecuencia controla la cantidad de fuerza de pretensado proporcionada.



resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar las tensiones en dicha armadura.

## 18.8- Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión

**18.8.1-** La cuantía de armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de un elemento, excepto por lo dispuesto en la sección 18.8.2, debe ser tal que  $\omega_p$ ,  $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ , o  $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$  no sea mayor de  $0.36\beta_1$ .

**18.8.2-** Cuando se especifica una cuantía de armadura mayor que la indicada en la sección 18.8.1, la resistencia de diseño a flexión no debe exceder de la resistencia a flexión que se obtiene con la fuerza de compresión de la pareja de fuerzas del momento.

**18.8.3-** La cantidad total de armadura, pretensada y no pretensada, debe ser la necesaria para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de agrietamiento, calculada en base al módulo de rotura,  $f_r$ , especificado en la sección 9.5.2.3, excepto para elementos en flexión con una resistencia al corte y a la flexión por lo menos el doble de la requerida en la sección 9.2.

## 18.9- Armadura mínima adherida

**18.9.1-** En todos los elementos sujetos a flexión con cables de pretensado no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de armadura

## C18.8- Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión

**C18.8.1-** Puede demostrarse que cada uno de los términos  $\omega_p$ ,  $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ , y  $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$  son cada uno iguales a  $0.85 a/d_p$ , en donde  $a$  es la altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalente para la sección considerada, tal como se define en la sección 10.2.7.1. El uso de esta razón puede simplificar los cálculos necesarios para verificar el cumplimiento con las sección 18.8.1.

**C18.8.2-** El momento resistente de diseño de elementos sobreamados puede calcularse usando ecuaciones de resistencia similares a aquellas para elementos de hormigón armado. Los libros textos y el ACI 318R-83 proporcionan ecuaciones de resistencia para secciones rectangulares y con ala.

**C18.8.3-** Esta disposición constituye una precaución contra fallas abruptas de flexión desarrolladas inmediatamente después del agrietamiento. Un elemento en flexión, diseñado de acuerdo con las disposiciones de la norma, requiere una carga adicional considerable más allá del agrietamiento para alcanzar su resistencia a la flexión. Así pues, una considerable deformación advierte que la resistencia del elemento se está aproximando. No obstante, cuando la resistencia a la flexión se alcanza poco después del agrietamiento, dicha deformación puede no ocurrir.

## C18.9- Armadura mínima adherida

**C18.9.1-** La norma requiere algo de armadura adherida en elementos pretensados con cables no adheridos, con objeto de asegurar el

adherida, tal como se requiere en las secciones 18.9.2 y 18.9.3.

comportamiento en flexión para la resistencia última del elemento, en vez de su comportamiento como arco atirantado, al igual que para controlar el agrietamiento bajo las cargas de servicio cuando los esfuerzos de tracción excedan el módulo de ruptura del hormigón. El proporcionar un mínimo de armadura adherida, tal como se especifica en la sección 18.9, ayuda a garantizar un comportamiento adecuado.

La investigación ha demostrado que los elementos postesados no adheridos no proporcionan de manera inherente gran capacidad para disipar la energía bajo cargas sísmicas severas, pues la respuesta del elemento es principalmente elástica. Por esta razón, debe suponerse que los elementos estructurales postesados no adheridos, armados de acuerdo con las disposiciones de esta sección, únicamente soportan cargas verticales y actúan como diafragmas horizontales entre los elementos disipadores de energía bajo cargas sísmicas de la magnitud definida en la sección 21.2.1.1. El área mínima de armadura adherida requerida por las ecuaciones (18-6) y (18-8) son áreas absolutas mínimas independientes del grado del acero o de la tensión de fluencia de diseño.

18.9.2- Con excepción de lo dispuesto en la sección 18.9.3, el área mínima de la armadura adherida debe calcularse mediante:

$$A_s = 0.004A \quad (18-6)$$

18.9.2.1- La armadura adherida requerida por la ecuación (18-6) debe estar distribuida de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.2.2- La armadura adherida se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzo bajo carga de servicio.

C18.9.2- La cantidad mínima de armadura adherida para elementos que no sean losas planas en dos direcciones se basa en las investigaciones que comparan el comportamiento de la vigas postesadas adheridas y no adheridas.<sup>18.10</sup> Aunque la investigación es limitada para elementos que no sean vigas o placas planas, es aconsejable aplicar las disposiciones de la sección 18.9.2 a vigas y sistemas de losas que no están descritos en la referencia 18.10. La necesidad de aplicar la ecuación (18-6) a las placas planas en dos direcciones no ha sido sustentada por datos de ensayos y por lo tanto, los requisitos originales de la norma ACI 318-71 se han modificado en la norma de 1977 a fin de reflejar esta nueva información

**18.9.3-** En losas planas en dos direcciones, definidas como losas macizas de espesor uniforme, el área mínima y la distribución de la armadura adherida deben cumplir con lo siguiente:

**18.9.3.1-** No se requiere armadura adherida en las zonas de momento positivo donde las tensiones de tracción calculadas en el hormigón bajo carga de servicio (después de considerar todas la pérdidas de pretensado) no exceden de  $\sqrt{f'_c}/6$ .

**18.9.3.2-** En zonas de momento positivo donde las tensiones de tracción calculadas en el hormigón bajo carga de servicio exceden de  $\sqrt{f'_c}/6$ , el área mínima de la armadura adherida debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (18-7)$$

donde la tensión de fluencia de diseño,  $f_y$ , no debe exceder de 420 MPa. La armadura adherida debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

**C18.9.3-** La cantidad mínima de armadura adherida para placas planas en dos direcciones está basada en los informes del Comité ACI-ASCE 423.18.3, 18.11 La limitada investigación disponible para losas planas en dos direcciones con ábacos<sup>18.12</sup> o losas reticulares<sup>18.13</sup> indica que el comportamiento de estos sistemas en particular es semejante al comportamiento de placas planas. Sin embargo, hasta que una información más completa esté disponible, la sección 18.9.3 debe aplicarse únicamente a placas planas en dos direcciones (losas macizas de altura uniforme) y la sección 18.9.2 debe aplicarse a todos los demás sistemas de losas en dos direcciones.

**C18.9.3.1-** Para cargas promedio y disposiciones de vanos típicos, los ensayos de placas planas resumidas en el informe del Comité 423<sup>18.3</sup> y la experiencia obtenida usando los requisitos de la norma ACI de 1963, indican un comportamiento satisfactorio sin armadura adherida. Para zonas de momento positivo en las cuales los esfuerzos de tracción bajo cargas de servicio no exceden de  $\sqrt{f'_c}/6$  no se requiere armadura adherida mínima.

**C18.9.3.2-** En zonas de momento positivo, en las cuales los esfuerzos de tracción comprendidos entre  $\sqrt{f'_c}/6$  y  $\sqrt{f'_c}/2$ , se requiere un área mínima de armadura adherida, dimensionada de acuerdo con la ecuación (18-7). La fuerza de tracción  $N_c$  se calcula a nivel de cargas de servicio con base en una sección homogénea no agrietada.

18.9.3.3- En zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima de la armadura adherida en cada dirección debe calcularse mediante:

$$A_s = 0.00075h\ell \quad (18-8)$$

donde  $\ell$  es la luz del vano en dirección paralela a la armadura que se está determinado. La armadura adherida requerida por la ecuación (18-8) debe distribuirse en una franja de losa limitada por ejes localizados  $1.5h$  fuera de las caras opuestas exteriores de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento de la armadura adherida no debe exceder de 300 mm.

18.9.4- La longitud mínima de la armadura adherida requerida en las secciones 18.9.2 y 18.9.3 de ser:

18.9.4.1- En zonas de momento positivo, la longitud mínima de la armadura adherida debe ser  $1/3$  de la luz libre y estar centrada con la zona de momento positivo.

18.9.4.2- En zonas de momento negativo, la armadura adherida debe prolongarse  $1/6$  de la luz libre a cada lado del apoyo.

18.9.4.3- Cuando se especifica armadura adherida para contribuir a la resistencia de diseño a momento, de acuerdo con la sección 18.7.3, o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con la sección 18.9.3.2, la longitud mínima debe

C18.9.3.3- La investigación evaluada por el Comité ACI-ASCE 423<sup>18.3</sup> demuestra que la armadura adherida en regiones de momento negativo de placas planas en dos direcciones, dimensionadas en base a un 0.15% del área de la sección transversal de la franja de columna, proporciona ductilidad suficiente y adecuado control de agrietamiento. La ecuación 18.8 se modifica para exigir que la mayor cantidad de armadura adherida se coloque en la misma dirección del vano mayor en los apoyos de losas rectangulares. Es importante la concentración de esta armadura en la parte superior de la losa, directamente sobre la columna e inmediatamente adyacente a ella. Las investigaciones asimismo demuestran que donde se presentan esfuerzos bajos de tracción a nivel de las cargas de servicio, se ha logrado un comportamiento satisfactorio a nivel de cargas mayoradas sin armadura adherida. Sin embargo, en la práctica actual se emplea la armadura adherida mínima determinada en la norma, sin tomar en consideración los niveles de esfuerzos para la carga de servicio, a fin de ayudar a asegurar la ductilidad y la continuidad por flexión, al igual que para controlar el agrietamiento debido a excesos de carga, la temperatura o retracción.

C18.9.4- La armadura adherida debe estar convenientemente anclada para que desarrolle las fuerzas de la carga mayorada. Los requisitos del capítulo 12 garantizan que la armadura adherida que se requiere para la resistencia a la flexión bajo cargas mayoradas, de acuerdo con la sección 18.7.3, o para condiciones de esfuerzo de tracción a nivel de cargas de servicio, de acuerdo con la sección 18.9.3.2, debe ser anclado de manera adecuada a fin de que desarrolle las fuerzas de tracción o de compresión. Para la armadura adherida requerido por la sección 18.9.2 ó por la 18.9.3.3, pero que no se requiere para la resistencia a la flexión de acuerdo con la sección 18.7.3, se puede aplicar las longitudes mínimas. Las investigaciones<sup>18.1</sup> sobre vanos continuos demuestran que estas longitudes mínimas proporcionan un comportamiento adecuado en

cumplir también con las disposiciones del capítulo 12.

### **18.10- Estructuras estáticamente indeterminadas**

**18.10.1-** Los marcos y elementos continuos de hormigón pretensado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer la resistencia adecuada.

**18.10.2-** El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, los momentos, el corte y las fuerzas axiales producidas por el pretensado, la fluencia, la retracción, los cambios de temperatura, la deformación axial, la restricción de los elementos estructurales adyacentes y los asentamientos de la fundación.

**18.10.3-** Los momentos que se deben utilizar para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a los efectos inducidos por el pretensado (con un factor de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño mayoradas. La suma de estos momentos puede ser ajustada tal como lo permite la sección 18.10.4.

condiciones de cargas de servicio y de cargas mayoradas.

### **C18.10- Estructuras estáticamente indeterminadas**

**C18.10.3-** Para estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por fuerzas de pretensado, por lo general llamados momentos secundarios, son importantes tanto en los estados elásticos como en los inelásticos. Cuando se producen rotulas y una redistribución total de momentos para crear una estructura estáticamente determinada, los momentos secundarios desaparecen. Sin embargo, las deformaciones elásticas producidas por un cable no concordante cambian la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cierta cantidad de redistribución de momentos. Por el contrario, para una viga con una capacidad de rotación inelástica dada, la cantidad, en la cual el momento en el apoyo que se puede variar se cambia por una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. De esta manera, la norma requiere que los momentos secundarios se incluyan al determinar los momentos de diseño.

Para establecer los momentos empleados en el diseño, el orden de los cálculos debe ser: (a) Determinar los momentos debidos a cargas

**18.10.4- Redistribución de momentos negativos debidos a cargas gravitacionales en elementos continuos pretensados sujetos a flexión**

18.10.4.1- Cuando se provee armadura adherida en los apoyos de acuerdo con la sección 18.9.2, los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta, pueden aumentarse o disminuirse en no más de:

$$20 \left[ 1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')}{0.36\beta_1} \right] \text{ en porcentaje}$$

18.10.4.2- Los momentos negativos modificados deben utilizarse para corregir los momentos en las secciones de los vanos para la misma distribución de cargas.

18.10.4.3- La redistribución de momentos negativos debe hacerse sólo cuando la sección en la que se reduce el momento esté diseñada de manera que  $\omega_p$ ,  $[\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$ , o  $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$ , la que se aplicable, no sea mayor de  $0.24\beta_1$ .

permanentes y sobrecargas, (b) modificar por suma algebraica de los momentos secundarios, (c) redistribuir según lo permitido. Un momento secundario positivo en el apoyo producido por un cable proyectado hacia abajo a partir de un perfil concordante, reducirá, por lo tanto, los momentos negativos cerca de los apoyos y aumentará los momentos positivos en las zonas cercanas al centro del vano. Un cable que se proyecta hacia arriba tendrá un efecto contrario.

**C18.10.4- Redistribución de momentos negativos debido a cargas gravitacionales en elementos pretensados sujetos a flexión.**

En vigas de hormigón pretensado el comportamiento inelástico en algunas secciones puede provocar una redistribución de momentos al aproximarse el elemento a su condición de resistencia última. El reconocimiento de este comportamiento puede ser útil para el diseño en determinadas circunstancias. Un método de diseño riguroso para la redistribución de momento es bastante complejo. Sin embargo, el reconocimiento de la redistribución de momentos puede efectuarse con el método sencillo consistente en permitir un ajuste razonable de los momentos mayorados debidos a las cargas gravitacionales, calculados elásticamente. La cantidad de ajuste debe mantenerse dentro de ciertos límites de seguridad predeterminados.

La cantidad de redistribución permitida depende de la capacidad de las secciones críticas para deformarse inelásticamente en cantidad suficiente. La capacidad de servicio bajo las cargas de servicio está considerada en los esfuerzos límite de la sección 18.4. La elección de  $0.24\beta_1$  como índice máximo de armadura por tracción,  $\omega_p$ ,  $[\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$ , o  $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$  para los cuales se permite la redistribución de momentos, está de acuerdo con los requisitos para hormigón armado convencional de  $0.5\rho_b$ , establecidos en la sección 8.4.

Puede demostrarse que los términos  $\omega_p$ ,  $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ , y  $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$  que aparecen en la sección 18.10.4.1 y 18.10.4.3 son iguales cada uno a  $0.85a/d_p$  donde  $a$  es la altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalente para la sección considerada, tal como se define en la sección 10.2.7.1. El uso de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para determinar la cantidad de redistribución de momentos permitida por la sección 18.10.4.1 y para verificar el cumplimiento de la limitación la armadura de flexión contenida en la sección 18.10.4.3.

Para que los principios de redistribución de momentos de la sección 18.10.4 puedan aplicarse a vigas con cables no adheridos, es necesario que dichas vigas cuenten con la armadura adherida suficiente para garantizar que éstas operarán como vigas y no como una serie de arcos atirantados. Los requisitos de armadura adherida mínimo de la sección 18.9 servirán para este fin.

## **18.11- Elementos en compresión - Carga axial y flexión combinadas**

**18.11.1-** Los elementos de hormigón pretensado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin armadura no pretensada, deben dimensionarse de acuerdo con los métodos de diseño por resistencia de este código para elementos no pretensados. Deben incluirse los efectos de pretensado, retracción, fluencia y cambio de temperatura.

### **18.11.2- Límites de la armadura en elementos pretensados sometidos a compresión**

**18.11.2.1-** Los elementos con un pretensado promedio,  $f_{ps}$ , menor de 1.5 MPa deben contar con una armadura mínima de acuerdo con las secciones 7.10, 10.9.1 y 10.9.2 para columnas, o con la sección 14.3 para muros.

## **C18.11-Elementos en compresión - Carga axial y flexión combinadas**

### **C18.11.2-Límites de la armadura en elementos pretensados sometidos a compresión.**

18.11.2.2- Excepto en el caso de muros, los elementos con un pretensado promedio,  $f_{pc}$ , igual o mayor que 1.5 MPa deben tener todos los cables de pretensado confinados por medio de zunchos o amarras laterales, de acuerdo con lo siguiente:

(a) Los zunchos deben cumplir con lo indicado en la sección 7.10.4.

(b) Las amarras laterales deben ser lo menos  $\phi$  10, o formarse con malla de alambre electrosoldado de área equivalente, y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la amarra o del alambre, ni de la menor dimensión del elemento en compresión.

(c) Las amarras deben localizarse verticalmente a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento requerido por encima del borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, y deben distribuirse tal como se especifica aquí hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento debajo de la armadura horizontal inferior de los elementos apoyados en la parte superior.

(d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, la última amarra no puede estar a más de 80 mm por debajo de la armadura inferior de dichas vigas o ménsulas.

18.11.2.3- Para muros con un pretensado promedio,  $f_{pc}$ , igual o mayor que 1.5 MPa, los requisitos mínimos de armadura de la sección 14.3 no son aplicables cuando el análisis estructural muestre una resistencia y estabilidad adecuadas.

C18.11.2.2- Para columnas con un pretensado promedio menor de 1.5 MPa debe proporcionarse la armadura vertical y transversal mínima requerida en las secciones 7.10 y 10.9. Los muros con un pretensado promedio menor de 1.5 MPa deben diseñarse como muros de hormigón armado convencional utilizando las disposiciones del capítulo 14.

C18.11.2.3- La cantidad mínima de armadura especificada en la sección 14.5 para muros, no necesita aplicarse a muros de hormigón pretensado, siempre y cuando el pretensado promedio sea de 1.5 MPa o más, y que se efectúe un análisis estructural completo para demostrar la resistencia y estabilidad adecuadas con cantidades de armadura menores.



## 18.12- Sistemas de losas

**18.12.1-** Los momentos y esfuerzos de corte mayorados en sistemas de losas pretensadas, armadas en flexión en más de una dirección, deben determinarse de acuerdo con las disposiciones de la sección 13.7 (excluyendo lo mencionado en las secciones 13.7.7.4 y 13.7.7.5) o mediante procedimientos de diseño más detallados.

**18.12.2-** La resistencia a flexión en cada sección de losas pretensadas debe ser al menos igual a la resistencia requerida por las secciones 9.2, 9.3, 18.10.3 y 18.10.4. La resistencia al esfuerzo de corte de losas pretensadas en las columnas debe ser al menos igual a la resistencia requerida por las secciones 9.2, 9.3, 11.1, 11.12.2 y 11.12.6.2.

**18.12.3-** En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deformaciones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores enumerados en la sección 18.10.2.

## C18.12-Sistemas de losas

**C18.12.1-** El empleo del método de análisis de marco equivalente (sección 13.7) o de procedimientos de diseño más precisos, es necesario para determinar momentos y cortes tanto de servicio como mayorados, para sistemas de losas pretensadas. El método de análisis de marco equivalente ha demostrado, en ensayos de grandes modelos estructurales, que predice satisfactoriamente los momentos y cortes mayorados en sistemas de losas pretensadas. (Véase las referencias 18.14, 18.15, 18.16, 18.17, 18.18 y 18.19). La investigación referida también demuestra que el análisis que emplea secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez, puede proporcionar resultados erróneos por el lado inseguro. Se excluye la aplicación de la sección 13.7.7.4 a sistemas de losas pretensadas, porque se refiere a losas armadas diseñadas según el método de diseño directo y porque la redistribución de momentos para losas pretensadas se trata en la sección 18.10.4. Se excluye la aplicación de la sección 13.7.7.5 a sistemas de losas pretensadas, porque la distribución de momentos entre franjas de columna y franjas intermedias requerida por la sección 13.7.7.5 se basa en ensayos de losas de hormigón armado. Los métodos simplificados que emplean coeficientes promedio no se aplican a sistemas de losas de hormigón pretensado.

**C18.12.2-** Los ensayos indican que la resistencia a momento y al corte de losas pretensadas, es controlada por la resistencia total de los cables y por la cantidad y ubicación de armadura no pretensada, más que por la distribución de los cables. (Véase las referencias 18.14, 18.15, 18.16, 18.17, 18.18 y 18.19.)

**C18.12.3-** En losas planas pretensadas continuas sobre dos o más vanos en cada dirección, la razón luz/espesor generalmente no debe exceder de 42 para pisos y 48 para techos; estos límites pueden incrementarse a 48 y 52 respectivamente, cuando los cálculos verifican que la deformación tanto a

corto como a largo plazo, contraflecha, así como la frecuencia de vibración y su amplitud, no son objetables.

La deformación y la contraflecha a corto y a largo plazo deben calcularse y comprobarse en relación con los requisitos de capacidad de servicio para uso particular de la estructura.

La longitud máxima de una losa entre juntas de construcción se limita generalmente a 30 ó 45 m, a fin de minimizar el efecto de acortamiento de la losa y evitar pérdidas excesivas de pretensado debidas a la fricción.

**18.12.4-** Para sobrecargas normales y cargas distribuidas de manera uniforme, el espaciamiento de los cables o grupos de cables de pretensado en una dirección no debe exceder de 8 veces el espesor de la losa, ni de 1.5 m. El espaciamiento de los cables también debe proporcionar un pretensado promedio mínimo (después de que han ocurrido las pérdidas de pretensado) de 0.9 MPa sobre la sección de losa tributaria del cable o grupo de cables. Debe proporcionarse un mínimo de dos cables en cada dirección a través de la sección crítica de corte sobre las columnas. Debe considerarse especialmente el espaciamiento de los cables en losas con cargas concentradas.

**18.12.5-** En losas con cables de pretensado no adheridos debe proporcionarse armadura adherida de acuerdo con las secciones 18.9.3 y 18.9.4.

**18.12.6-** En losas izadas, la armadura inferior de anclaje debe detallarse de acuerdo a la sección 13.4.8.6.

### **18.13- Zonas de anclaje de los cables**

**18.13.1-** En las zonas de anclaje de los cables debe proporcionarse la armadura donde se requiera para resistir los efectos de la rotura violenta, la separación y el descascaramiento, inducidos por el

**C18.12.4-** Esta sección proporciona guías específicas respecto a la distribución de cables, que permiten el empleo de una distribución en banda de los cables en una dirección. Mediante investigaciones estructurales se ha demostrado que este método de distribución de cables proporciona comportamientos satisfactorios.

**C18.12.5-** Los requisitos mínimos de armadura adherida de las secciones 18.9.3 y 18.9.4 de la norma se aplican a cualquier placa plana pretensada con cables no adheridos, incluyendo las que tienen distribución en banda de cables.

### **C18.13-Zonas de anclaje de los cables**

Como los esfuerzos reales son bastante complicados en torno a los anclajes postesados, siempre que sea posible debe utilizarse un análisis refinado de la resistencia, tomando  $\phi$  igual a 0.9.

anclaje de los cables. Las zonas de cambio brusco de sección deben armarse adecuadamente.

**18.13.2-** Deben colocarse bloques de distribución de tensiones en los extremos donde se debe resistir el aplastamiento de apoyos o las fuerzas concentradas de pretensado.

**18.13.3-** Los anclajes de postesado y el hormigón que los soporta deben diseñarse para resistir la máxima fuerza del gato de acuerdo con la resistencia del hormigón al aplicar el pretensado.

**18.13.4-** Las zonas de anclaje para postesado deben diseñarse a fin de que puedan desarrollar la resistencia última a la tracción garantizada de los cables de pretensado, utilizando un factor de reducción  $\phi$  igual a 0.90 para el hormigón.

#### **18.14- Protección contra la corrosión de cables de pretensado no adheridos**

**18.14.1-** Los cables no adheridos deben recubrirse completamente con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

**18.14.2-** El revestimiento de los cables debe ser continuo en toda la longitud que no vaya a quedar adherida, y debe impedir la contaminación con pasta de cemento o la pérdida del material de recubrimiento de los cables durante la colocación del hormigón.

**18.14.3-** Los cables no adheridos de un solo torón deben estar protegidos contra la corrosión de acuerdo con "Specification for Unbonded Single Strand Tendons", del Post-Tensioning Institute, PCI Journal, Vol. 30 N° 2, Mar/Abr. 1985, páginas 22-39.

Las fórmulas apropiadas correspondientes a la referencia 18.20 y el ACI 318R-83<sup>18.8</sup> pueden utilizarse como guía para dimensionar los anclajes de los cables cuando los datos experimentales o un análisis más profundo no estén disponibles. Guías adicionales sobre el diseño y detallamiento de zonas de anclaje para postesado se dan en la referencia 18.21.

#### **C18.14-Protección contra la corrosión de cables de pretensado no adheridos<sup>18.22</sup>**

**C18.14.1-** El material adecuado para la protección contra la corrosión de los cables no adheridos deberá tener las propiedades identificadas en la sección 5 (a) de la referencia 18.22.

**C18.14.3-** Los requisitos de protección contra la corrosión de torones no adheridos de un solo cable de acuerdo con las "Especificaciones para Torones no Adheridos de un Solo Cable"<sup>18.22</sup> del Post-Tensioning Institute, fueron agregados en el ACI 318-89 a las disposiciones generales que aparecieron en ediciones anteriores. Esta disposición incluye medidas adicionales de protección contra la corrosión para torones de un solo cable usados en medios corrosivos.

### 18.15- Ductos para postesado

18.15.1- Los ductos para los cables que se inyectan con lechada o para aquellos que no quedan adheridos deben ser herméticos al mortero y no reaccionar con el hormigón, los cables o el material de relleno.

18.15.2- Los ductos para un solo alambre, torón o barra que se vayan a inyectar con lechada deben tener un diámetro interior por lo menos 6 mm mayor que el diámetro del cable.

18.15.3- Los ductos para alambres, torones o barras múltiples que se vayan a inyectar deben tener un área transversal interior a lo menos igual a 2 veces el área neta de los cables.

18.15.4- Los ductos deben mantenerse libres de agua si los elementos que van a inyectarse con lechada quedan expuestos a temperaturas inferiores al punto de congelación antes de la inyección de la lechada.

### 18.16- Lechada para cables de pretensado adheridos

18.16.1- La lechada debe consistir en cemento portland y agua, o cemento portland, arena y agua.

### C18.16- Lechada para cables de pretensado adheridos

La lechada es el medio por el cual se logra la adherencia entre los cables de postesado y el hormigón, y con la cual se asegura la protección contra la corrosión de los cables. Por lo tanto, la lechada y la operación de inyección juegan un papel importante en las estructuras postesadas. 18.23, 18.24.

El éxito pasado con lechada para la adherencia de cables pretensado ha sido obtenido con cemento portland como material cementante. Una extensión apresurada de esto a otros materiales cementantes (definidos en 2.1) para ser usados en las lechadas resulta inapropiado por la falta de experiencia o ensayos con otros materiales cementantes diferentes al cemento Portland y a la preocupación de que algunos materiales cementantes puedan introducir productos químicos señalados como dañinos para los cables en la sección 18.16.2 de

**18.16.2-** Los materiales para la lechada deben cumplir con lo siguiente:

**18.16.2.1-** El cemento portland debe cumplir con la sección 3.2.

**18.16.2.2-** El agua debe cumplir con la sección 3.4.

**18.16.2.3-** Si se usa arena, ésta debe cumplir con "Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar" (ASTM C 144), excepto que la granulometría se puede modificar conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

**18.16.2.4-** Se permite el uso de aditivos que cumplan con la sección 3.6 de los cuales se sepa que no producen efectos perjudiciales en el acero, el hormigón o la lechada, No debe emplearse cloruro de calcio.

**18.16.3-** Selección de la dosificación para la lechada.

**18.16.3.1-** La dosificación de la lechada debe basarse en una de las dos condiciones siguientes:

- (a) Los resultados de ensayos de lechadas frescas y endurecidas antes de iniciar las operaciones de inyección de la lechada, o
- (b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo semejante y en condiciones de obra comparables.

**18.16.3.2-** El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación de la lechada.

**18.16.3.3-** El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la

estos comentarios. Así, se ha mantenido en esta edición de la norma los términos "cemento portland" y "razón agua-cemento".

**C18.16.2-** Las limitaciones a los aditivos de la sección 3.6 se aplican a las lechadas. Por lo general, los aditivos se utilizan para aumentar la trabajabilidad, reducir la exudación y la retracción o generar expansión. Las sustancias conocidas como dañinas para los cables de pretensado, la lechada o el hormigón son los cloruros, fluoruros, sulfatos y nitratos. El polvo de aluminio u otros aditivos expansores, si son aprobados, deben producir una expansión no confinada del 5 al 10%. En casi todas las estructuras se utiliza la lechada de cemento sin aditivos. Las ventajas de utilizar arena finamente tamizada para la lechada deben tomarse en consideración solo en ductos extensos con extensas zonas huecas.

**C18.16.3-** Selección de la dosificación para la lechada.

La lechada dosificada de acuerdo con estas especificaciones por lo general conducirá a una resistencia a la compresión a los 7 días en cubos de 51.6 mm superior a los 17 MPa, y a resistencias a los 28 días de aproximadamente 30 Mpa. En el diseño de mezclas para lechadas por lo general se toma más en consideración las propiedades de manejo y colocación de la lechada que la resistencia.

lechada; no obstante, la razón agua/cemento no debe exceder de 0.45 en peso.

**18.16.3.4-** No se debe añadir agua con el fin de aumentar la fluidez de la lechada que ha disminuido por demora en la aplicación.

#### **18.16.4- Mezclado y bombeo de la lechada**

**18.16.4.1-** La lechada debe prepararse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y una agitación mecánica continuos, que produzcan una distribución uniforme de los materiales; debe arnearse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos de los cables.

**18.16.4.2-** La temperatura de los elementos en el momento de la inyección de la lechada debe ser mayor de 2°C y debe mantenerse por arriba de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm, fabricados con la misma lechada y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 6 MPa.

**18.16.4.3-** La temperatura de la lechada no debe ser superior a 32°C durante el mezclado y el bombeo.

#### **18.17- Protección de los cables pretensado**

Las operaciones de soldadura en las proximidades de cables de pretensado deben realizarse cuidadosamente, de manera que los cables no queden expuestos a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

#### **18.18- Aplicación y medición de la fuerza de pretensado**

**18.18.1-** La fuerza de pretensado debe controlarse por medio de los dos métodos siguientes:

#### **C18.16.4- Mezclado y bombeo de la lechada**

En una temperatura ambiente de 2°C, la lechada con una temperatura mínima inicial de 15°C puede requerir hasta 5 días para llegar a 6 MPa. Se sugiere una temperatura mínima de 15°C para la lechada, ya que es congruente con la temperatura mínima recomendada para el hormigón colocado a una temperatura ambiente de 2°C. Las lechadas de fraguado rápido, cuando se aprueban, pueden requerir períodos más cortos de protección y se deben seguir las recomendaciones de los proveedores. Los cubos de ensayo deben curarse en condiciones de temperatura y humedad tan apegada como sea posible a las de la lechada del elemento. Las temperaturas de la lechada que excedan de 30°C provocarán dificultades durante el bombeo.

#### **C18.18- Aplicación y medición de la fuerza de pretensado**

**C18.18.1-** Las mediciones de elongación para elementos pretensados deben estar de acuerdo con los procedimientos marcados en el "Manual para el Control de Calidad en Plantas y en la

(a) La medición del alargamiento del cable. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga-deformación de los cables de pretensado utilizados.

(b) La observación de la fuerza del gato en un manómetro calibrado, o con una celda de carga, o utilizando un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse, y corregirse, la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre los métodos (a) y (b) que exceda 5% para elementos pretesados o 7% para estructuras postesadas.

**18.18.2-** Cuando la transferencia de la fuerza desde los extremos de la bancada al hormigón se efectúe cortando los cables de pretensado con soplete, los puntos y la secuencia de corte deben predeterminarse para evitar esfuerzos temporales no deseados.

**18.18.3-** Los tramos largos de los torones pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el hormigón.

**18.18.4-** La pérdida total de pretensado debida a cables rotos no reemplazados no debe exceder del 2% del pretensado total.

Producción de Productos de Hormigón Prefabricados y Pretensado" publicado por el Precast/Prestressed Concrete Institute.<sup>18.25</sup>

La sección 18.18.1 de ACI 318-89 se revisó para permitir un 7% de tolerancia en la fuerza de los cables determinada por mediciones de presión y mediciones de elongación, para construcciones postesadas. Las mediciones de elongación para una construcción postesada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o no existen, para elementos pretesados. La fricción a lo largo de cables postesados puede ser afectada en grado variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil, debido al vaciado del hormigón. Los coeficientes de fricción entre los cables y el ducto también están sujetos a variaciones. El 5% de tolerancia que ha aparecido en la norma desde ACI 318-63 fue propuesto por el Comité ACI-ASCE 423 en 1958,<sup>18.3</sup> y reflejaba primordialmente la experiencia con la producción de elementos de hormigón pretesado. Puesto que los cables para elementos pretesados usualmente son tensados al aire con mínimos efectos de fricción, la tolerancia de 5% para tales elementos se ha conservado en ACI 318-89.

**C18.18.4-** Esta disposición se aplica a todos los elementos de hormigón pretensado. Para sistemas de losas postesadas en la obra, un "elemento" debe ser aquella porción considerada como una unidad en el diseño, tal como las nervaduras y el ancho efectivo de la losa en los sistemas de losas nervadas en una dirección, o la franja de columnas

o franja intermedia en los sistemas de placas planas en dos direcciones.

## 18.19- Anclajes y coplas para postesado

**18.19.1-** Los anclajes y coplas para tendones de pretensado adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95% de la resistencia de rotura especificada de los tendones, cuando se prueben bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos, los anclajes y las coplas deben ser colocados de manera que la resistencia especificada a la rotura se desarrolle al 100% en las secciones críticas, después que los tendones estén adheridos en el elemento.

## C18.19-Anclajes y coplas para postesado

**C18.19.1-** En las disposiciones provisionales de la norma de 1986, las disposiciones referentes a la resistencia de anclajes y acopladores de cables adheridos y sin adherir, presentadas en las secciones 18.19.1 y 18.19.2 de la norma ACI 318-83, fueron combinadas dentro de la sección 18.19.1, cubriendo anclajes y acopladores tanto para cables adheridos y sin adherir. En esta revisión, la resistencia requerida para montajes de anclaje-cable y acoplador- cable tanto para cables adheridos o sin adherir, cuando son probados en un estado sin adherencia se basa en el 95% de la resistencia especificada a la ruptura del material del cable. El material de los cables debe cumplir con las disposiciones mínimas de las especificaciones de la ASTM que se marcan en la sección 3.5.5. La resistencia especificada para anclajes y acopladores excede a la resistencia máxima de diseño de los cables, por un amplio margen, y, al mismo tiempo reconoce los efectos de aumento de esfuerzos asociados con los anclajes y acopladores de postesado disponibles. La resistencia de acopladores y cables debe alcanzarse con una deformación permanente mínima y un ajuste sucesivo, admitiendo que alguna deformación y ajuste ocurrirá en el ensaye a la ruptura. Los montajes para cables deben ajustarse a los requisitos del 2% de alargamiento del ACI 301<sup>18.26</sup> y a las recomendaciones de la industria.<sup>18.20</sup> Las coplas y anclajes para cables adheridos que desarrollen menos del 100% de la resistencia especificada a la ruptura de los cables, deberán ser utilizados solamente cuando la longitud de adherencia en la transferencia entre los anclajes o acopladores y las secciones críticas iguale o exceda la longitud requerida para desarrollar la resistencia de los cables. Esta longitud de adherencia puede ser calculada por medio de los resultados de los ensayos de las características de adherencia de torones de



pretensado no traccionados, o por medio de ensayos de adherencia en otros materiales para cables, lo que resulte apropiado.

**18.19.2-** Las coplas deben colocarse en zonas aprobadas por el Ingeniero y en ductos suficientemente grandes para permitir los movimientos necesarios.

**18.19.3-** En el caso de elementos no adheridos sujetos a cargas repetitivas, debe prestarse especial atención a la posibilidad de que se presente fatiga en los anclajes y coplas.

**18.19.4-** El anclaje, las coplas y los dispositivos auxiliares de anclaje deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

**C18.19.3-** Para una discusión más completa sobre la carga de fatiga, véase la referencia 18.28.

Para recomendaciones detalladas sobre ensayos para condiciones de carga estática y cíclica de cables y las conexiones de los anclajes de los cables no adheridos, véase la sección 4.1.3 de la referencia 18.11 y la sección 15.2.2 de la referencia 18.26.

**C18.19.4-** Para recomendaciones referentes a protección véase las secciones 4.2 y 4.3 de la referencia 18.11, y las secciones 3(d), 3(e), 6 y 8 (b) de la referencia 18.22.

## CAPÍTULO 19 - CÁSCARAS Y PLACAS PLEGADAS

### 19.0- Notación

- $E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón, MPa (véase la sección 8.5.1).
- $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.
- $h$  = espesor de la cáscara o de la placa plegada, mm.
- $\ell_d$  = longitud de desarrollo, mm.
- $\phi$  = factor de reducción de la resistencia (véase al sección 9.3).

### 19.1- Alcance y definiciones

### C19.1- Alcance y definiciones

Esta norma y estos comentarios proporcionan información sobre diseño, análisis y construcción de cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón. El proceso si inició en 1964 con la publicación de una práctica y comentarios por parte del comité ACI 334, <sup>19.1</sup> y continuó con la inclusión del capítulo 19 en la norma ACI 318-71 y en ediciones posteriores. La revisión actual refleja nuevas experiencias en el diseño, análisis, construcción, obtenidas después de las publicaciones y se ha visto influida por la publicación "Recommendations for Concrete Shells and Folded Plates" de la International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) en 1979.<sup>19.2</sup>

Puesto que el capítulo 19 se aplica a cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón de todas las formas, no es posible examinar extensamente en el comentario, su diseño, análisis y construcción. Se puede obtener información adicional en las referencias enumeradas al final de

**19.1.1-** Las disposiciones del capítulo 19 se deben aplicar a cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón incluyendo nervaduras y elementos de borde.

**19.1.2-** Todas las disposiciones de esta norma que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones del capítulo 19, deben aplicarse a cáscaras delgadas.

**19.1.3- Cáscaras delgadas-** Estructuras espaciales tridimensionales, hechas de una o más losas curvas o placas plegadas cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su comportamiento de soporte tridimensional de carga, determinado por la geometría de sus formas, por la manera en que están apoyadas y por la naturaleza de la carga aplicada.

este capítulo, incluidas como ayuda para el diseñador. Estas referencias no forman parte oficial de la norma. El diseñador es responsable de su interpretación y empleo. En "Concrete Thin Shells", ACI SP-28 <sup>19.3</sup> se hace especial énfasis en los avances y prácticas en Estados Unidos.

**C19.1.1-** El capítulo 19 está pensado para ser aplicado a cascaras delgadas y placas plegadas de hormigón en la construcción de edificios. En los informes del Comité ACI-ASCE 334<sup>19.4</sup> y del Comité ACI 344<sup>19.5</sup> se puede encontrar un análisis de la aplicación de cáscaras delgadas en estructuras especiales tales como torres de enfriamiento y tanques circulares de hormigón pretensado.

**C19.1.3-** Los tipos más comunes de cascarones delgados los son domos (superficies de revolución),<sup>19.3, 19.6, 19.9</sup> cáscaras cilíndricas <sup>19.3, 19.6, 19.8, 19.10, 19.15</sup> conoides <sup>19.6, 19.16, 19.18</sup> paraboloides elípticos <sup>19.16, 19.19</sup>, paraboloides hiperbólicos <sup>19.3, 19.6, 19.8, 19.19, 19.28</sup> y bóvedas de aristas <sup>19.3, 19.19, 19.29, 19.30</sup>.

En las referencias mencionadas puede encontrarse considerable información sobre la experiencia obtenida en el diseño, el análisis y la construcción de estas cáscaras.

Se cuenta con menos experiencia en relación a otros tipos de cáscaras de diversas formas incluyendo los de formas libres. No obstante, varios de ellos han sido construidos exitosamente.

Los elementos de las cáscaras delgadas son losas o placas con espesores menores de una quinta parte del ancho transversal y menores de una vigésima parte del radio de curvatura en los vanos.

**19.1.4- Placas plegadas-** Clase especial de estructuras de cáscaras formadas por la unión de losas planas y delgadas a lo largo de sus bordes, de manera que se crean estructuras espaciales tridimensionales.

**19.1.5- Cáscaras nervadas-** Estructuras espaciales con material colocado principalmente a lo largo de ciertas líneas nervadas preferidas, con el área entre nervaduras cubiertas por losas delgadas o libres.

**19.1.6- Elementos auxiliares-** Nervaduras o vigas de borde que sirven para dar rigidez, reforzar y/o apoyar la cáscara. Por lo general, los elementos auxiliares actúan conjuntamente con la cáscara.

**19.1.7- Análisis elástico-** Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, la compatibilidad de las deformaciones y en el supuesto de comportamiento elástico, y que representa con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara, conjuntamente con sus elementos auxiliares.

**C19.1.4-** Las placas plegadas pueden ser prismáticas, 19.3, 19.6, 19.31, 19.33, no prismáticas, 19.34 o poliédricas. Los primeros dos tipos, que son los más comunes, generalmente consisten en losas planas delgadas unidas a lo largo de sus bordes longitudinales para formar estructuras similares a vigas que cubren vanos entre apoyos. Las placas plegadas poliédricas que son mucho menos comunes, se hacen con losas delgadas planas triangulares y/o poligonales unidas a lo largo de sus bordes para formar estructuras espaciales tridimensionales similares a cáscaras delgadas curvadas continuamente, tales como domos u otras formas de cáscaras. Se dispone de experiencia muy limitada sobre el diseño, el análisis y la construcción de placas plegadas poliédricas.

**C19.1.5-** Los cascarones nervadas 19.3, 19.35, 19.36 generalmente se han utilizado para vanos mayores, en donde el aumento de espesor de la losa curvada sola llega a ser excesivo o antieconómico. Las cáscaras nervadas también se han empleado debido a las técnicas de construcción usadas y para resaltar el impacto estético de la estructura terminada.

**C19.1.6-** La mayoría de las cáscaras delgadas requieren nervaduras o vigas de bordes en sus límites, para soportar las fuerzas de contorno de la cáscara, para ayudar a transmitir las a la estructura de apoyo y para acomodar el aumento de la armadura en estas áreas.

**C19.1.7-** Por análisis elástico de cáscaras delgadas o de placas plegadas se entiende cualquier método de análisis estructural que esté basado en suposiciones que proporcionen aproximaciones adecuadas al comportamiento tridimensional de la estructura. El método debe proveer las fuerzas y desplazamientos internos necesarios en el diseño de la cáscara en sí, de la nervadura o elementos de borde y de la estructura de apoyo. Se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas internas y cargas externas, así como la compatibilidad de las deformaciones.

En las referencias mencionadas se describen métodos de análisis elástico basados en la teoría clásica de cáscaras, modelos matemáticos o analíticos simplificados, o soluciones numéricas que emplean elementos finitos,<sup>19.37</sup> diferencias finitas o técnicas de integración numérica.

La elección del método de análisis y el grado de precisión requerido dependen de ciertos factores importantes, entre los que se incluyen: el tamaño de la estructura, la geometría de la cáscara delgada o de la placa plegada, la manera en que la estructura está apoyada, la naturaleza de la carga aplicada y finalmente, el grado de experiencia personal o documentada con respecto a la confiabilidad de dicho método de análisis en la predicción del comportamiento del tipo específico de cáscara delgada o de placa plegada.

**19.1.8- Análisis inelástico-** Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, las relaciones esfuerzo-deformación no lineales para el hormigón y la armadura, la consideración del agrietamiento y de los efectos dependientes del tiempo y la compatibilidad de las deformaciones. El análisis debe representar con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara, conjuntamente con sus elementos auxiliares.

**19.1.8-** Por análisis inelástico de cáscaras delgadas y placas plegadas se entiende un método refinado de análisis basado en propiedades específicas no lineales del material, comportamiento no lineal debido a agrietamiento del hormigón y efectos dependientes del tiempo, tales como la fluencia lenta, la retracción, la temperatura y la historia de carga. Estos efectos se incorporan para poder identificar la respuesta y la propagación del agrietamiento de la cáscara de hormigón armado a través de sus campos elástico, inelástico y último. Por lo general, dichos análisis requieren de cargas incrementadas y procedimientos iterativos para converger en soluciones que satisfagan la compatibilidad tanto del equilibrio como de la deformación.<sup>19.38</sup> El análisis de este tipo, generalmente requiere de mucho tiempo de computadora.

**19.1.9- Análisis experimental-** Procedimiento de análisis basado en la medición de deformaciones de la estructura o de su modelo; el análisis experimental se basa ya sea en el comportamiento elástico o en el comportamiento inelástico.

## 19.2- Análisis y diseño

19.2.1- El comportamiento elástico debe ser una base aceptada para determinar fuerzas internas y desplazamientos en cáscaras delgadas. Este comportamiento se puede establecer mediante cálculos basados en un análisis de la estructura de hormigón no agrietada, en la que se supone que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El coeficiente de Poisson del hormigón puede suponerse igual a cero.

19.2.2- Los análisis inelásticos se pueden emplear cuando se puede demostrar que estos métodos proporcionan una base segura para el diseño.

19.2.3- Se deben hacer verificaciones del equilibrio de resistencias internas y cargas externas para asegurar coherencia de los resultados.

19.2.4- Puede emplearse procedimientos experimentales o análisis numéricos cuando se demuestre que dichos procedimientos proporcionan una base segura para el diseño.

## C19.2- Análisis y diseño

C19.2.1- En tipos de estructuras de cáscaras en los que la experiencia, los ensayos y los análisis han demostrado que la estructura puede soportar sobrecargas razonables sin sufrir falla frágil, el análisis elástico es un procedimiento generalmente aceptado. El diseñador puede suponer que el hormigón armado es idealmente elástico, homogéneo e isotrópico, con propiedades idénticas en todas direcciones. La razón de Poisson puede suponerse igual a cero, ya que en cáscaras de hormigón los efectos tridimensionales de la razón de Poisson no son muy importantes. En cáscaras de tamaño, forma o complejidad inusitados, el análisis debe considerar el comportamiento bajo cargas elásticas, de agrietamiento, inelásticas y mayoradas.

Para tipos no usuales de cáscaras es importante verificar que el comportamiento elástico no termine en falla frágil.

C19.2.2- Los procedimientos de análisis inelástico generalmente requieren del empleo extensivo de procedimientos de cálculo. Varias referencias indican posibles métodos de solución. 19.38, 19.40

C19.2.4- Se dispone de una amplia variedad de procedimientos de análisis numéricos. El diseñador debe asegurarse de que el método elegido es el apropiado. El método de elementos finitos se puede emplear para satisfacer la compatibilidad de desplazamiento y las condiciones de frontera. No satisfacen necesariamente el equilibrio general o local con precisión suficiente, a no ser que se emplee una malla de elemento finito suficientemente fina. Otras técnicas de computación incluyen métodos de diferencias finitas y de integración numérica. Se ha empleado el análisis experimental de modelos elásticos como sustituto de la solución analítica de una estructura compleja de cáscara.

El análisis experimental de modelos de microhormigón armado a través de los rangos elástico, de agrietamiento, inelástico y último, debe tomarse en cuenta para cáscaras de tamaño, forma, complejidad o importancia extraordinarios.

En análisis de modelos sólo deben simularse las porciones de la estructura que afecten significativamente los puntos en estudio. Deben hacerse todos los esfuerzos posibles para asegurarse que los experimentos revelen el comportamiento cuantitativo de la estructura prototipo.

De manera similar, las pruebas en túnel de viento de modelos a escala reducida no necesariamente proporcionan resultados usables y deben ser llevadas a cabo por personal experto reconocido en pruebas de modelos estructurales en túneles de viento.<sup>19.41</sup>

**19.2.5-** Se pueden emplear métodos aproximados de análisis que no satisfagan la compatibilidad de deformaciones, ya sea dentro de la cáscara o entre la cáscara y sus elementos auxiliares, cuando pueda demostrarse que dichos métodos proporcionan bases seguras para el diseño.

**C19.2.5-** Por lo general, se prefieren soluciones que los incluyen efectos tanto de membrana como de flexión y que satisfacen la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio. Pueden emplearse soluciones aproximadas que satisfacen la estática aunque no la compatibilidad de deformaciones, solamente cuando una amplia experiencia haya demostrado que de su empleo han resultado diseños seguros. Dichos métodos incluyen análisis tipo viga para cáscara de cañón y placas plegadas con grandes razones entre la luz y el ancho o el radio de curvatura, el análisis simple de membrana para cáscaras de revolución, así como otros en los que se satisfacen ecuaciones de equilibrio, en tanto, que no se satisfacen las ecuaciones de compatibilidad de deformación.

No obstante, en estructuras complejas en las que se unen varias cáscaras, o en las que las cáscaras unen elementos auxiliares, se debe emplear un análisis más preciso.

**19.2.6-** En cáscaras pretensadas el análisis debe considerar también el comportamiento bajo cargas inducidas durante el pretensado, bajo la carga de agrietamiento y bajo cargas mayoradas. Cuando

**C19.2.6-** Cuando la cáscara es pretensada, el análisis debe comprender su resistencia a cargas mayoradas, así como su suficiencia bajo cargas de servicio, la carga que produce agrietamiento y el

los cables de pretensado están colocados dentro de la cáscara, el diseño debe tomar en cuenta los componentes de la fuerza sobre la cáscara resultantes de que el perfil del cable no esté situado en un solo plano.

**19.2.7-** El espesor  $h$  de una cáscara delgada, y su armadura deben estar dimensionados para la resistencia y serviciabilidad requeridos. Todos los elementos deben estar dimensionados por el mismo método, empleando ya sea el método de diseño por resistencia de la sección 8.1.1 o el método alternativo de diseño de la sección 8.1.2.

**19.2.8-** Al diseñar la cáscara se debe investigar y prever la posibilidad de inestabilidad general o local.

comportamiento bajo la carga inducida durante el pretensado. Lo anterior fue recomendado en el ACI 318R-77, sección 19.2.3 de los comentarios, y fue cambiado a la norma para mayor claridad. Las fuerzas axiales debidas a cables pretensados curvados pueden no descansar en un plano, por lo que se debe dar la debida consideración a los componentes de la fuerza resultante. Deben tomarse en cuenta los efectos del postesado de elementos de apoyo sobre la cáscara.

**C19.2.7-** En general el capítulo 19 asume el empleo del método de diseño por resistencia de la sección 8.1.1. Con base en esto el espesor y la armadura de una cáscara delgada deben estar dimensionadas para satisfacer las disposiciones de resistencia de esta norma de manera que resistan las fuerzas internas obtenidas del análisis, el estudio de un modelo experimental o una combinación de ambos. Con frecuencia el espesor de la cáscara es determinado, no por los requisitos de resistencia, sino por la limitación de deformación de los elementos de borde, por los requisitos de estabilidad impuestos por la sección 19.2.8 de la norma o por el recubrimiento requerido sobre la armadura y las exigencias de construcción.

El espesor y la armadura requeridos también pueden ser dimensionados empleando el método de diseño alternativo prescrito en la sección 8.1.2. El método de diseño elegido debe emplearse de manera congruente en toda la estructura.

Cuando interviene una acción compuesta, se deben satisfacer las disposiciones del capítulo 17. El capítulo 16 es aplicable cuando los elementos son prefabricados. Cuando los elementos de la cáscara o de la placa plegada son prefabricados y están conectados por segmentos hormigonados en obra, se debe considerar la acción compuesta.

**C19.2.8-** Las cáscaras delgadas, al igual que otras estructuras que experimentan fuerzas de compresión en el plano, están sujetas a pandeo cuando la carga aplicada llega a valores críticos. Debido a la geometría de las cáscaras, el problema de calcular la carga de pandeo es complejo. Cuando una de



las fuerzas principales de membrana es de tracción es menos probable que la cáscara se pandee que cuando ambas fuerzas principales de membrana son de compresión. Las clases de fuerza de membrana que se desarrollan en una cáscara dependen de su forma inicial y de la manera en que la cáscara esta apoyada y cargada. En algunos tipos de cáscara se debe tomar en cuenta el comportamiento posterior al pandeo al determinar la seguridad contra la inestabilidad.<sup>19.2</sup>

La investigación de la estabilidad de cáscaras delgadas debe considerar el efecto de los siguientes factores: (1) Desviación prevista de la geometría de la cáscara, construida respecto de la geometría perfecta idealizada. (2) Grandes deformaciones. (3) Fluencia lenta y retracción del hormigón. (4) Propiedades inelásticas de los materiales. (5) Agrietamiento del hormigón. (6) Ubicación, cantidad y orientación de la armadura. (7) Posibles deformaciones de los elementos de apoyo.

En cáscaras de tamaño moderado, el espesor práctico mínimo de cáscara empleado en la construcción con hormigón armado es tal que el peligro de pandeo usualmente es mínimo, siendo suficiente un análisis simplificado. Entre las medidas prácticas empleadas en el pasado, para mejorar notablemente la resistencia al pandeo se incluye la disposición de dos emparillados de armadura- cada uno cercano a cada superficie exterior de la cáscara; un aumento local en la curvatura de la cáscara; el empleo de cáscaras nervadas, y el empleo de hormigón con alta resistencia a la tracción y baja fluencia.

En las recomendaciones de la IASS<sup>19.2</sup> se proporciona un procedimiento práctico para determinar las cargas críticas de pandeo de cáscaras. En el informe del comité ACI 344 se proporcionan algunas recomendaciones para diseño por pandeo de domos empleados en aplicaciones industriales.<sup>19.5</sup> En "Concrete Shell Bucking" ACI SP-67.<sup>19.40</sup> se incluyen enfoques sobre otros tipos de cascarones.

19.2.9- Los elementos auxiliares deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones aplicables de esta norma. El método de diseño seleccionado para elementos de cáscara en la sección 19.2.7 también debe utilizarse para los elementos auxiliares. Puede suponerse que una porción de la cáscara igual al ancho del ala, especificado en la sección 8.10, actúa con el elemento auxiliar. En dichas partes de la cáscara la armadura perpendicular al elemento auxiliar debe ser al menos igual a la establecida en la sección 8.10.5 para el ala de una viga T.

### 19.3- Resistencia de diseño de los materiales

19.3.1- La resistencia especificada a la compresión del hormigón  $f'_c$  a 28 días no debe ser menor de 20 MPa.

19.3.2- La tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada  $f_y$ , no debe exceder de 420 MPa.

### 19.4- Armadura de la cáscara

19.4.1- La armadura de la cáscara se debe diseñar para las tensiones de tracción provocadas por las fuerzas internas de la membrana, los momentos de flexión y de torsión, controlar el agrietamiento por retracción y temperatura y actuar como armadura especial en los bordes de la cáscara, los puntos de aplicación de la carga y las aberturas en la cáscara.

19.4.2- la armadura en la membrana debe proporcionarse en dos o más direcciones en todas las partes de la cáscara.

C19.2.9- Los elementos auxiliares se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones generales de la norma, empleando uno de los dos métodos prescritos en la sección 8.1, lo que es congruente con el método de diseño de los elementos de la cáscara. Pueden utilizarse porciones de la cáscara como alas para marcos transversales o longitudinales, o marcos a base de arcos y vigas. Dichas alas pueden ser curvas o inclinadas. La acción en voladizo de las alas debe investigarse al determinar la armadura en el ala perpendicular al eje longitudinal del elemento de apoyo, como se estipula en el capítulo 8. En cualquier caso, se debe emplear al menos la armadura mínima de retracción y temperatura.

### C19.4- Armadura de la Cáscara

C19.4.1- En cualquier punto de la cáscara pueden darse simultáneamente dos clases diferentes de fuerzas internas: las asociadas con la acción de membrana y las asociadas con la flexión de la cáscara. Se supone que las fuerzas de membrana actúan en el plano tangencial a mitad de la distancia entre las superficies de la cáscara y son las dos fuerzas axiales y los cortes de la membrana. Los efectos de flexión comprenden momentos de flexión, momentos de torsión, y cortes transversales asociados.

C19.4.2- La armadura de membrana debe proporcionarse para soportar todas las fuerzas calculadas de tracción de membrana, sin ninguno de los esfuerzos de tracción sea soportado por el

**19.4.3-** El área de armadura de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones ortogonales, no debe ser menor que la armadura de losa por retracción o temperatura requerida por la sección 7.12.

**19.4.4-** La armadura requerida para resistir las fuerzas de membrana de la cáscara se debe suministrar de manera que la resistencia de diseño en todas las direcciones sea al menos igual a la componente de las fuerzas principales de la membrana en la misma dirección debidas a cargas mayoradas.

hormigón. A lo largo de la cáscara, se debe proporcionar armadura de membrana, al menos en dos direcciones aproximadamente ortogonales. En áreas de esfuerzo elevado, se puede utilizar una tercera capa de armadura de membrana

**C19.4.3-** Debe proporcionarse armadura mínima de membrana, correspondiente a la armadura por retracción y temperatura de la losa, al menos en dos direcciones aproximadamente ortogonales, aunque las fuerzas de membrana calculadas sean de compresión en una o más direcciones.

**C19.4.4-** El requisito de asegurar resistencia en cada dirección está basado en consideraciones de seguridad. Cualquier método de diseño que asegure resistencia suficiente y sea congruente con el equilibrio, se considera aceptable. La dirección de la fuerza principal de tracción de membrana en cualquier punto puede en ocasiones variar dependiendo de la dirección, magnitudes y combinaciones de las diversas cargas aplicadas.

La magnitud de las fuerzas internas de membrana, actuando en cualquier punto debido a un sistema específico de carga, generalmente se calcula con base en una teoría elástica en la que la cáscara se supone no agrietada. El cálculo de la cantidad requerida de armadura para resistir las fuerzas internas de membrana, se ha basado tradicionalmente en la suposición de que el hormigón no puede resistir tracción. Gran número de estructuras de cáscara han sido diseñadas y construidas exitosamente a lo largo de los años. Esta experiencia proporciona evidencias de lo adecuado de este enfoque. Las deformaciones asociadas y la posibilidad de agrietamiento deben investigarse en la fase de serviciabilidad del diseño.

Cuando la armadura no está colocada en la dirección de las fuerzas principales de tracción y cuando sean objetadas las grietas a nivel de la carga de servicio, el cálculo de la armadura podría basarse en enfoques más refinados <sup>19.43, 19.44</sup> que tomen en cuenta la existencia de grietas. En el estado agrietado, se supone que el hormigón no es capaz de resistir ni la tracción ni el corte. Por lo

19.4.5- El área de armadura de tracción de la cáscara debe ser limitada de manera que la armadura fluya antes de que tenga lugar el aplastamiento del hormigón en compresión.

19.4.6- En regiones de gran tracción, la armadura debe colocarse en las direcciones generales de las fuerzas principales de tracción de membrana, cuando resulte práctico. Cuando esta medida no resulte práctica, la armadura de membrana puede colocarse en dos o más direcciones componentes.

19.4.7- Si la dirección de la armadura varía más de  $10^\circ$  de la dirección de la fuerza principal de tracción de la membrana, posiblemente se tenga que aumentar la cantidad de armadura, para limitar el ancho de posibles grietas a nivel de las cargas de servicio.

tanto, el equilibrio se logra por medio de fuerzas resistentes de tracción en la armadura y resistentes a la compresión en el hormigón.

C19.4.5- El requisito de que la armadura de tracción fluya antes del aplastamiento del hormigón, es congruente con la sección 10.3.3 de la norma. En cáscaras es poco probable que inicialmente ocurra aplastamiento del hormigón. No obstante, se ha sugerido que dicho aplastamiento puede ocurrir en ciertas zonas de algunas cáscaras en las que las fuerzas principales de membrana son aproximadamente iguales y opuestas en signo. Puede demostrarse <sup>19.45</sup> que un límite en la cantidad máxima de armadura efectiva para resistir las fuerzas principales de tracción de membrana, asegura que el aplastamiento del hormigón no ocurra antes de la fluencia de la armadura. El límite sugerido para la cuantía de armadura en cualquier zona de la cáscara, es aquél que sea menor de  $0.6f_c/f_y$  ó  $16.5/f_y$ . Estos límites son los mismos empleados en el ACI 318-77, pero en este caso se expresan en forma de cuantía.

C19.4.6- Generalmente, en todas las cáscaras es útil y particularmente en regiones de tracciones sustanciales es muy importante que las direcciones de la armadura se aproximen a las de las fuerzas principales de tracción de la membrana. No obstante, en algunas estructuras no siempre es posible o práctico que la armadura siga las trayectorias de esfuerzo. En dichos casos, se permite la armadura en las componentes ortogonales.

C19.4.7- Cuando las direcciones de la armadura se desvían significativamente ( $10$  grados) de las direcciones de las fuerzas principales de membrana, deben producirse deformaciones más elevadas para desarrollar la capacidad de la armadura. <sup>19.44</sup> Esto puede dar lugar al desarrollo de grietas anchas inaceptables. Si es necesario, se debe evaluar y controlar el ancho de la grieta.

En el informe del Comité ACI 224<sup>19.46</sup> se proporcionan los anchos permisibles de grieta para carga de servicio bajo diferentes condiciones ambientales. El ancho de grieta puede limitarse incrementando la cantidad de armadura empleada, reduciendo el esfuerzo a nivel de carga de servicio, proporcionando armadura en tres o más direcciones en el plano de la cáscara o empleando espaciamiento más estrecho de barras de menor diámetro, en vez de barras mayores a espacios más amplios.

**19.4.8-** Cuando la magnitud del esfuerzo principal de tracción de la membrana dentro de la cáscara varía significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, la armadura que resiste la tracción total se puede concentrar en las regiones de mayor esfuerzo de tracción, cuando se pueda demostrar que esto proporciona una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de armadura de la cáscara en cualquier porción de la zona de tracción no debe ser menor de 0.0035, basada en el espesor total de la cáscara.

**19.4.9-** La armadura requerida para resistir momentos de flexión de la cáscara debe estar dimensionada con la debida consideración a la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere armadura de cáscara sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aunque el análisis no indique reversión de los momentos de flexión.

**19.4.10-** La armadura de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 500 mm, ni 5 veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo principal de tracción de membrana sobre el área total de hormigón, debido a cargas mayoradas, excede de  $\phi\sqrt{f'_c}/3$ , la armadura no debe espaciarse a más de 3 veces el espesor de la cáscara.

**C19.4.8-** La práctica de concentrar armadura de tracción en regiones de máximo esfuerzo de tracción ha conducido a muchos diseños exitosos y económicos, principalmente para placas plegadas alargadas, cáscaras de cañón largo y domos. El requisito de proveer armadura mínima en el resto de la zona de tracción tiene el propósito de controlar el agrietamiento.

**C19.4.9-** El signo de los momentos de flexión puede cambiar rápidamente de uno a otro punto de la cáscara. Por esta razón, la armadura de flexión, cuando se requiera, se deberá colocar cerca de ambas superficies extremas de la cáscara. En muchos casos, el espesor requerido para proporcionar recubrimiento y espaciamiento apropiados para los múltiples capas de armadura, puede regir el diseño del espesor de la cáscara.

**C19.4.10-** El valor de  $\phi$  que se debe emplear es el estipulado en la sección 9.3.2.2 (a) para tracción axial.

19.4.11- La armadura de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del capítulo 12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser  $1.2\ell_d$ , pero no menor de 500 mm.

19.4.12- Las longitudes de desarrollo de los empalmes de la armadura de la cáscara deben regirse por las disposiciones del capítulo 12, excepto que la longitud mínima de traslape de barras en tracción debe ser 1.2 veces el valor requerido en el capítulo 12, pero no menor de 500 mm. El número de empalmes en la armadura principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Cuando los empalmes sean necesarios, se debe escalonar al menos  $\ell_d$ , con no más de un tercio de la armadura traslapada en cualquier sección.

## 19.5- Construcción

19.5.1- Cuando el retiro del moldaje se basa en un módulo de elasticidad del hormigón específico, debido a consideraciones de estabilidad o deformación, el valor del módulo de elasticidad  $E_c$  se debe determinar mediante ensayos de flexión de viguetas curadas en obra. El Ingeniero estructural debe especificar el número de probetas, las dimensiones de las viguetas y los procedimientos de ensayo.

19.5.2- El Ingeniero estructural debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se debe tomar las medidas correctivas necesarias para asegurar un comportamiento seguro.

C19.4.11 y C19.4.12- En superficies curvas de cáscaras es más difícil controlar la alineación de la armadura precortada. Esto se debe tomar en cuenta para evitar longitudes de traslape y de desarrollo insuficientes. En las secciones 19.4.11 y 19.4.12 se especifican longitudes adicionales de armadura para mantener las longitudes mínimas en las superficies curvas.

## C19.5- Construcción

C19.5.1- Cuando es necesario un desmolde temprano, se debe investigar la magnitud del módulo de elasticidad en el momento del desmolde propuesto, para poder dar seguridad a la cáscara respecto al pandeo, y para restringir deformaciones.<sup>19.8, 19.47</sup> El valor del módulo de elasticidad  $E_c$  se debe obtener a partir de un ensayo de flexión de probetas curadas en obra. No es suficiente determinar el módulo mediante la fórmula de la sección 8.5.1, aun si  $f'_c$  se determina para probetas curada en obra.

C19.5.2- En algunos tipos de cáscaras, las pequeñas desviaciones locales de la geometría teórica pueden causar cambios relativamente grandes en esfuerzos locales y en la seguridad general contra la inestabilidad. Estos cambios pueden dar como resultado agrietamiento y fluencia locales que pueden hacer insegura la estructura o que pueden afectar significativamente la carga crítica, con lo que se produce

inestabilidad. A la mayor brevedad posible se debe evaluar el efecto de tales desviaciones y tomar las medidas necesarias.

## SEXTA PARTE - CONSIDERACIONES ESPECIALES

### CAPITULO 20 - EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

#### 20.0- Notación

- a = deformación máxima debido a la carga de prueba de un elemento, con respecto a un eje que une los extremos del vano o el extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, mm
- D = cargas permanentes o las fuerzas y momentos internos correspondientes
- h = altura total del elemento, mm
- $\ell_c$  = luz del elemento sometido a la prueba de carga de prueba (la luz menor de losas planas y de losas apoyadas en cuatro lados). La luz del elemento, excepto por lo dispuesto en el sección 20.4.9, es la distancia comprendida entre los centros de los apoyos o la distancia libre entre los apoyos más la altura del elemento, el que sea menor, mm
- L = sobrecargas o las fuerzas y momentos internos correspondientes

#### 20.1- Evaluación de la resistencia - Generalidades

Si existen dudas respecto a la seguridad de una estructura o un elemento y/o se confirma la presencia de hormigón de baja resistencia de acuerdo con la sección 5.6.4.4, y los cálculos indican que la capacidad para soportar cargas se ha reducido significativamente, el Ingeniero o la Autoridad Pública pueden ordenar una prueba de carga. (Para la aprobación de sistemas especiales de diseño o construcción, véase la sección 1.4.).

#### C20.1- Evaluación de la resistencia - Generalidades

El capítulo 20 se aplica a estructuras de edificios ya existentes, cuando hay duda acerca de su capacidad de carga. Generalmente, tal duda puede surgir si se considera que los materiales suministrados fueron de calidad deficiente, si se desconfía de la construcción, o si la estructura no satisface la norma en algún aspecto. En tales casos, la Autoridad Pública puede utilizar el capítulo 20 como guía en la investigación relativa a la seguridad de la estructura.



En vista de que en algunos casos las pruebas de carga pueden no ser factibles, o que pueden no ser el método más apropiado, se permite la evaluación por métodos analíticos como una alternativa para las pruebas de carga.

## **20.2- Investigación analítica - Generalidades**

**20.2.1-** Si la evaluación de la resistencia se hace por medio de análisis, debe realizarse una investigación completa en terreno sobre las dimensiones y detalles de los elementos, las propiedades de los materiales y otras condiciones pertinentes a la estructura tal como realmente está construida.

## **C20.2- Investigación analítica**

Cuando se lleve a cabo una investigación analítica, el análisis debe basarse en los datos obtenidos concernientes a las dimensiones reales de la estructura, a la resistencia de los materiales en la obra y a todos los demás detalles pertinentes. El examen de terreno debe ser completo. Por ejemplo, si se quiere obtener testigos de hormigón, deberán tomarse muestras suficientes para obtener una indicación confiable del promedio de resistencia y detectar los posibles defectos en las zonas críticas. (Generalmente, los ensayos de testigos dan una resistencia aproximada del 85% de la que se obtiene de cilindros del mismo hormigón curados en el laboratorio).

En algunos casos, la Autoridad Pública, puede juzgar preferible el procedimiento analítico en lugar de la prueba de carga. En otros casos, la evaluación analítica puede ser el único procedimiento práctico. Ciertos elementos, como columnas y muros, serán difíciles de cargar, y la interpretación de las pruebas de carga resulta igualmente difícil, a menos que ocurran daños graves o un colapso real.

La norma establece que el análisis deberá demostrar, a satisfacción de la Autoridad Pública, que se ha cumplido con la intención de la norma. La intención de la norma es garantizar la seguridad pública. Los factores de carga y los factores de reducción de resistencia prevén las posibles cargas excesivas en relación con las cargas especificadas de diseño, las complejidades implicadas en el análisis, las variaciones en la mano de obra, las variaciones en los materiales y factores semejantes que separadamente pueden estar dentro de las tolerancias, pero que, en caso

**20.2.2-** Los análisis basados en la investigación indicada en la sección 20.2.1 deben satisfacer a la Autoridad Pública de que los factores de carga cumplen con los requisitos e intenciones de esta norma. Véase la sección 20.6.

### **20.3- Pruebas de carga- Generalidades**

**20.3.1-** Si la evaluación de la resistencia se hace por medio de una prueba de carga, quien controle dicha prueba debe ser un ingeniero calificado aceptado por la Autoridad Pública.

**20.3.2-** Una prueba de carga no debe realizarse sino hasta que la parte de la estructura que se debe someter a la carga tenga por lo menos 56 días de edad. Si el propietario de la estructura, el contratista y todas las partes involucradas están de acuerdo, la prueba puede efectuarse a una edad más temprana.

**20.3.3-** Cuando se prueba únicamente una parte de la estructura, la parte en estudio se debe cargar de tal manera de poder probar adecuadamente la supuesta fuente de debilidad

**20.3.4-** Cuarenta y ocho horas antes de aplicar la carga de ensayo se debe aplicar una carga que simule las cargas permanentes que aún no estén actuando. Dicha carga debe permanecer en ese lugar hasta que terminen todas las pruebas.

de acumularse, podrían afectar adversamente la resistencia de la estructura o del elemento. En general, debe demostrarse que el edificio tiene una resistencia cercana o mayor que la especificada en el diseño original o que la requerida por la norma. Esto es una materia de un criterio que tome en cuenta factores tan importantes como las posibles consecuencias de un colapso.

### **C20.3- Pruebas de carga**

La selección de la porción de la estructura que deberá probarse, el procedimiento de prueba y la interpretación de los resultados, deben hacerse bajo la dirección de un ingeniero calificado y con experiencia en investigaciones estructurales, pruebas de terreno y mediciones.

## 20.4- Pruebas de carga en elementos sometidos a flexión

20.4.1- Cuando se efectúen pruebas de carga en elementos sometidos a flexión, incluyendo vigas y losas, se deben aplicar las disposiciones adicionales de la sección 20.4.

20.4.2- Inmediatamente antes de la aplicación de la carga de prueba se deben hacer las lecturas básicas (datos para medir la deformación).

20.4.3- La parte de la estructura seleccionada para ser cargada debe someterse a una carga total, incluyendo las cargas permanentes que ya estén actuando, equivalente a  $0.85 (1.4D + 1.7L)$ . La determinación de L debe incluir las reducciones de sobrecarga permitidas por la ordenanza general de construcciones, del cual esta norma forma parte.

20.4.4- La carga de prueba debe aplicarse con un mínimo de cuatro incrementos aproximadamente iguales, sin impacto sobre la estructura, y de forma tal que se evite el efecto de arco de los materiales de carga.

20.4.5- Después de que la carga de prueba ha estado aplicada durante 24 horas, se deben tomar las lecturas de deformación inicial.

20.4.6- La carga de prueba debe ser retirada inmediatamente después de hechas las lecturas de la deformación inicial, y 24 horas después de retirarse la carga de prueba se deben tomar las lecturas de la deformación final.

20.4.7- Si la parte de la estructura sometida a ensayo muestra una clara evidencia de falla, se debe considerar que no ha pasado la prueba de carga y no deben permitirse nuevas pruebas en la parte previamente probada.

## C20.4- Pruebas de carga en elementos sometidos a flexión

C20.4.7- Un criterio general de aceptación para el comportamiento de una estructura bajo la prueba de carga es que ésta no debe mostrar "evidencia visible de falla". La "evidencia visible de falla" incluye agrietamiento, descascaramiento o deformación de tal magnitud y extensión que es obviamente excesiva e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. No se pueden desarrollar reglas simples para aplicarse a todos los tipos de estructuras y condiciones. Si

ocurre un daño suficiente como para que pueda considerarse que la estructura no ha pasado la prueba, no se permite volver a probarla, puesto que se considera que los elementos dañados no deben ponerse en servicio, ni siquiera con una clasificación para cargas de menor cuantía.

Si la estructura no presenta muestras visibles de falla, se emplea "la recuperación de la deformación" después de retirar la carga de prueba para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria o no. Sin embargo, en el caso de una estructura muy rígida, los errores en las mediciones para las condiciones de terreno pueden ser del mismo orden que las deformaciones y las recuperaciones reales.

**20.4.8-** Si la parte de la estructura que se sometió a ensayo no muestra evidencia visible de falla, los siguientes criterios se deben tomar como un índice de comportamiento satisfactorio:

(a) Si la deformación máxima medida,  $a$ , de una viga, entrepiso o techo, es menor de  $\ell_i^2/20\ 000h$ .

(b) Si la deformación máxima medida,  $a$ , de una viga, entrepiso o techo excede de  $\ell_i^2/20\ 000h$ , la recuperación de la deformación dentro de las 24 horas siguientes después de retirar la carga de prueba debe ser por lo menos el 75% de la deformación máxima para hormigón no pretensado, o un 80% para hormigón pretensado.

**20.4.9-** En las secciones 20.4.8 (a) y (b),  $\ell_i$  para los voladizos se debe considerar como 2 veces la distancia del apoyo al extremo libre del voladizo, y la deformación debe ser ajustada si ocurre cualquier movimiento en el apoyo.

**20.4.10-** Los sistemas de hormigón no pretensado que no recuperen el 75% de la deformación, tal como se requiere en la sección 20.4.8 (b) se pueden volver a ensayar, pero no antes de 72 horas después de haberse retirado la primera carga

**C20.4.8-** Para evitar sanciones en una estructura satisfactoria, los requisitos de recuperación se omiten si la deformación máxima es menor de  $\ell_i^2/20\ 000h$ .

de prueba. La parte ensayada de la estructura debe considerarse satisfactoria si:

- (a) La parte ensayada de la estructura no muestra una evidencia visible de falla en el segundo ensayo, y
- (b) La recuperación de la deflexión provocada por esta segunda prueba de carga es, por lo menos, un 80% de la deformación máxima en este segundo ensayo.

**20.4.11-** En los sistemas de hormigón pretensado no se deben repetir los ensayos.

### **20.5- Elementos distintos a los sometidos a flexión**

Los elementos que no corresponden a elementos sometidos a flexión deben investigarse, de preferencia, por medio de análisis.

### **20.6- Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores**

Si la estructura sometida a investigación no satisface las condiciones o criterios de las secciones 20.2, 20.4.8 ó 20.4.10, puede permitirse el uso de la estructura para cargas de menor intensidad, basadas en los resultados de la prueba de carga o del análisis, si se tiene la aprobación de la Autoridad Pública.

### **C20.5- Elementos distintos a los sometidos a flexión**

Debido a que, con excepción de los elementos sujetos a flexión, los criterios para juzgar los resultados de las pruebas de carga no han sido bien establecidos para los propósitos de la norma, preferible el método analítico para evaluar la resistencia de otros tipos de elementos. Sin embargo, las pruebas no se excluyen como procedimiento alternativo, siempre que sean factibles.

### **C20.6- Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores**

La Autoridad Pública puede permitir el uso de una estructura o elementos con un nivel cargas de menor intensidad que se juzgue seguro y adecuado, con base en los resultados de las pruebas, excepto para elementos probados por carga que hayan fallado visiblemente en la prueba (Véase la sección 20.4.7).

## **20.7- Seguridad**

**20.7.1-** Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones de seguridad para la vida y para la estructura durante la prueba.

**20.7.2-** Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

## CAPÍTULO 21 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

### 21.0- Notación

- $A_{ch}$  = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal,  $mm^2$
- $A_{cp}$  = área de la sección de hormigón, resistente al corte, de un pilar individual o segmento horizontal de muro,  $mm^2$
- $A_{cv}$  = área neta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de corte considerada,  $mm^2$
- $A_g$  = área total de la sección,  $mm^2$
- $A_j$  = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo, véase la sección 21.5.3.1, en un plano paralelo a la armadura que genera corte en el nudo. La altura del nudo debe ser la profundidad total de la columna. Cuando una viga se enmarca dentro de un apoyo de mayor ancho, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:
- (a) el ancho de la viga más la profundidad del nudo
  - (b) dos veces la distancia perpendicular más pequeña desde el eje longitudinal de la viga hasta los bordes de la columna.
- Ver la sección 21.5.3.1
- $A_{sh}$  = área total de la armadura transversal (incluyendo trabas) dentro del espaciamiento  $s$  y perpendicular a la dimensión  $h_c$
- $b$  = ancho efectivo del ala comprimida de un elemento estructural,  $mm$
- $b_w$  = ancho del alma o diámetro de la sección circular,  $mm$
- $d$  = altura útil de la sección.
- $d_b$  = diámetro de la barra
- $E$  = efectos de la carga sísmica o los esfuerzos internos correspondientes

- $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $\sqrt{f'_c}$  = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa  
 $f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura, MPa.  
 $f_{yh}$  = tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, MPa  
 $h_c$  = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de la armadura de confinamiento  
 $h_w$  = altura de todo el muro (diafragma) o del segmento de muro (diafragma) considerado  
 $\ell_d$  = longitud de desarrollo de una barra recta  
 $\ell_{dh}$  = longitud de desarrollo de una barra con gancho estándar, como se define en la ecuación (21-5)  
 $\ell_o$  = longitud mínima, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, sobre la que debe proporcionarse armadura transversal, mm  
 $\ell_w$  = longitud de todo el muro (diafragma) o de un segmento de muro (diafragma) considerado en dirección de la fuerza de corte  
 $M_{pr}$  = momento de flexión resistente probable de los elementos, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo una resistencia a la tracción de las barras longitudinales de al menos  $1.25 f_y$  y un factor de reducción de la resistencia  $\phi$  de 1.0  
 $M_s$  = fracción del momento de la losa equilibrado por el momento en el apoyo  
 $s$  = espaciamiento de la armadura transversal medido a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural, mm  
 $s_o$  = espaciamiento máximo de la armadura transversal, mm  
 $V_c$  = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón



- $V_e$  = esfuerzo de corte de diseño determinado a partir de la sección 21.3.4.1 o 21.4.5.1  
 $V_n$  = resistencia nominal al corte  
 $V_u$  = esfuerzo de corte mayorado en la sección  
 $\alpha_c$  = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia del muro. Véase la ecuación (21-7)  
 $\rho$  = cuantía de armadura de tracción no pretensada =  $A_s/bd$   
 $\rho_g$  = razón entre el área total de armadura y la sección transversal de la columna  
 $\rho_n$  = cuantía de armadura de corte distribuida sobre un plano perpendicular al plano de  $A_{cv}$   
 $\rho_s$  = razón entre el volumen del zuncho y el volumen del núcleo confinado por el zuncho (medido entre bordes exteriores del zuncho)  
 $\rho_v$  =  $A_{sv}/A_{cv}$ ; donde  $A_{sv}$  es la proyección sobre  $A_{cv}$  del área de armadura por corte distribuido que cruza el plano de  $A_{cv}$   
 $\phi$  = factor de reducción de resistencia

## 21.1- Definiciones

**Cargas y fuerzas mayoradas-** Cargas y fuerzas especificadas, modificadas por los factores de la sección 9.2.

**Celosías estructurales-** Conjuntos de elementos de hormigón armado sometidos principalmente a esfuerzos axiales.

**Cerco-** Un cerco es una amarra cerrada. Una amarra cerrada puede estar constituida por varios elementos de refuerzo con ganchos de 135 grados con una extensión de 6 diámetros (pero no menos que 75 mm.) en cada extremo que circunden la armadura longitudinal. O bien puede estar constituida por una barra continua que debe tener en cada extremo un gancho de 135 grados con un

extensión de 6 diámetros (pero no menor de 75 mm.) que enlace la armadura longitudinal.

**Combinaciones de cargas de diseño-** Combinaciones de cargas y fuerzas mayoradas especificadas en la sección 9.2.

**Diafragmas estructurales-** Elementos estructurales, tales como losas de techo y de piso, que transmiten fuerzas de inercia a los elementos resistentes a fuerzas laterales.

**Elementos de amarre-** Elementos que sirven para transmitir fuerza de inercia y evitar la separación de componentes del edificio tales como zapatas y muros.

**Elementos de borde-** Zonas a lo largo de los bordes del muro y de los diafragmas, reforzados con armadura longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben ser provistos de elementos de borde, si se requiere según la sección 21.6.5.1 ó 21.6.6

**Elementos recolectores-** Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia desde los diafragmas a los elementos de los sistemas resistentes a fuerzas laterales.

**Fuerzas laterales especificadas-** Fuerzas laterales correspondientes a la distribución apropiada de la fuerza de corte basal de diseño prescrita por el reglamento vigente para el diseño de estructuras resistentes a sismos.

**Hormigón con agregado liviano-** Todo Hormigón "liviano en todos sus componentes" o "liviano con arena de peso normal" hecho con agregados livianos de acuerdo con la sección 3.3.

**Hormigón de recubrimiento-** Hormigón exterior a la armadura transversal que confina al hormigón.

**Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar-** La distancia más corta entre la sección crítica (donde debe desarrollarse la resistencia de la barra) y la tangente al borde exterior del gancho de 90 grados.

**Muros estructurales-** Muros dimensionados para resistir combinaciones de corte, momentos, y esfuerzos axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un "muro de corte" es un "muro estructural".

**Nivel basal-** Nivel de un edificio en el que supone se inducen los movimientos del sismo. Este nivel no coincide necesariamente con el nivel del suelo.

**Puntal-** Elemento de un diafragma estructural empleado para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

**Sistema resistente a las fuerzas laterales-** Aquella parte de la estructura compuesta de elementos dimensionados para resistir fuerzas sísmicas.

**Traba-** Barra continua con un gancho de no menos de 135 grados con una extensión mínima de 6 veces el diámetro (pero no menor que 75 mm.) en un extremo, y un gancho no menor de 90 grados, con una extensión mínima de 6 veces el diámetro en el otro extremo. Los ganchos deben enlazar barras longitudinales periféricas. Los ganchos de 90 grados de dos trabas transversales consecutivas que enlacen las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados.

## 21.2- Disposiciones generales

### 21.2.1- Alcance

21.2.1.1- El capítulo 21 contiene disposiciones especiales para el diseño y la construcción de los elementos de hormigón armado de una estructura, para la que se han determinado fuerzas de diseño

## 21.2- Requisitos Generales

### C21.2.1- Alcance

El capítulo 21 contiene disposiciones que actualmente se consideran como los requisitos mínimos para producir una estructura monolítica de hormigón armado, con dimensiones adecuadas

sísmico, basadas en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

**21.2.1.2-** Deben aplicarse las disposiciones de los capítulos 1 al 18, excepto cuando las disposiciones de este capítulo las modifiquen.

**21.2.1.3-** En regiones de riesgo sísmico moderado, los marcos de hormigón armado que resisten fuerzas sísmicas deben dimensionarse para satisfacer sólo la sección 21.8 de este capítulo, además de las disposiciones de los capítulos del 1 al 18.

**21.2.1.4-** En regiones de elevado riesgo sísmico, todos los elementos estructurales de hormigón armado deben satisfacer las secciones 21.2 a la 21.7 del capítulo 21, además de las disposiciones de los capítulos 1 al 17.

**21.2.1.5-** Puede permitirse un sistema estructural de hormigón armado que no satisfaga las disposiciones de este capítulo, siempre que se demuestre experimentalmente y por vía del cálculo que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de hormigón armado que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este capítulo.

y detalles que permitan a la estructura soportar una serie de oscilaciones dentro del campo inelástico de respuesta, sin deterioro crítico de la resistencia. La demanda de integridad de la estructura en el rango inelástico de respuesta se crea por la racionalización de las fuerzas empleadas para el diseño, en documentos tales como el informe de 1980 del Comité de Sismología de la Structural Engineers Association of California.<sup>21.1</sup> Las fuerzas laterales de diseño especificadas en la referencia 21.1 se consideran menores que las correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad sísmica anticipada.<sup>21.2-21.5</sup>

Conforme una estructura de hormigón armado apropiadamente detallada responde a fuertes movimientos del suelo, su rigidez efectiva decrece y se incrementa su capacidad de disipar energía. Estos desarrollos tienden a reducir la respuesta de aceleración o las fuerzas laterales de inercia, con respecto a las fuerzas calculadas para un modelo linealmente elástico de la estructura no agrietada y ligeramente amortiguada.<sup>21.6</sup> Por lo tanto, el empleo de fuerzas de diseño que representan efectos sísmicos, como los de la referencia 21.1, requieren que el edificio esté equipado con un sistema resistente a fuerzas laterales que retengan una porción sustancial de su resistencia conforme se le somete a inversiones de los desplazamientos dentro del campo inelástico. La tenacidad de la estructura es una propiedad esencial para la resistencia sísmica.

El nivel requerido de tenacidad y, por lo tanto, de necesidades especiales de detallamiento para una estructura dada, depende de la relación cuantitativa entre la intensidad sísmica y la resistencia estructural. Reconociendo el hecho de que la mayor parte de la experiencia que ha conducido al desarrollo de detalles especiales para las construcciones de hormigón armado ha sido obtenida de eventos con fuertes movimientos del suelo, es apropiado considerar primero lo referente a una conciliación entre la resistencia y los requisitos de detallamiento en un ambiente de elevado riesgo sísmico. Dada una intensidad del

sismo de diseño o un espectro de respuesta de diseño indicado por una aceleración máxima efectiva, parece posible atenuar o liberar algunos de los requisitos de detallamiento si se incrementa la resistencia de diseño respecto de los requisitos mínimos del código. No obstante, los conocimientos disponibles sobre movimientos del suelo y las respuestas de las estructuras a dicho movimiento no permiten una estimación precisa del posible desplazamiento inelástico. Asimismo, en la actualidad no es posible idear relaciones explícitas y universalmente aplicables entre el número requerido de desplazamientos inelásticos y los detalles requeridos de armadura. La elección práctica está entre: (a) un sistema con suficiente resistencia para responder al movimiento del suelo dentro del rango lineal, o casi lineal de respuesta, y (b) un sistema con detalles adecuados que permitan una respuesta no lineal sin pérdida crítica de resistencia.

Para su aplicación en zonas de elevado riesgo sísmico, se han desarrollado los requisitos del capítulo 21 en las secciones 21.2 a la 21.9, en relación con la segunda opción, suponiendo que las fuerzas de diseño están basadas en la referencia 21.1 o en algún documento comparable 21.2, 21.7, con un enfoque similar para la determinación de las fuerzas de diseño. La totalidad del edificio, incluyendo fundaciones y elementos no estructurales, debe satisfacer las secciones 21.1 a la 21.7 del capítulo 21 (secciones 21.2.1.3 y 21.2.1.4) como se indica en la tabla 21.2.1.

**TABLA 21.2.1 Secciones del Capítulo 21 que se deben satisfacer\***

Nivel de riesgo sísmico†	Elevado	Moderado
Elementos de marco que resisten a efectos sísmicos	2, 3, 4, 5	8
Muros, diafragmas y enrejados resistentes a efectos sísmicos	2, 7	Ninguno
Elementos de marco que no resisten efectos sísmicos	7	Ninguno

\* Además de los requisitos de los capítulos 1 al 17 en regiones de riesgo elevado y de los capítulos 1 al 18 en regiones de riesgo moderado.

† Los términos se refieren a regiones con riesgo sísmico identificadas en códigos de construcción tales como "Building Code Requirement for Minimum Design Loads in Building and Other Structures, ASCE 7-88 (antiguamente ANSI A58.1)" de la American Society of Civil Engineers Standard, y el "Uniform Building Code<sup>21.3</sup>", 1982. En ambos documentos, las regiones de alto riesgo sísmico corresponden aproximadamente a las zonas 3 y 4 y las regiones de riesgo sísmico moderado corresponden aproximadamente a la zona 2.

El capítulo 21 requiere un mínimo de detalles especiales para edificios de hormigón armado en zonas de riesgo sísmico moderado. Estos requisitos, presentados en la sección 21.9 son aplicables sólo a marcos de hormigón armado diseñados para resistir fuerzas causadas por movimientos sísmicos. No existen requisitos especiales para otros componentes estructurales o no estructurales de edificios en zonas de riesgo sísmico moderado.

El capítulo 21 no se aplica a estructuras en regiones donde el riesgo sísmico es bajo o nulo.

La experiencia de terreno y de laboratorio que ha conducido al dimensionamiento, detallamiento especial del capítulo 21 ha sido sobre todo con estructuras monolíticas de edificios de hormigón

armado. La aplicación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de hormigón armado, que pueden deferir en concepto o fabricación de la construcción monolítica se debe matizar con evidencias y análisis físicos relevantes. Para la resistencia sísmica se pueden emplear elementos prefabricados y/o pretensados, siempre que se demuestre que la estructura resultante proporcionará niveles de seguridad y de servicio (durante y después del sismo) iguales a los esperados de las construcciones monolíticas.

Los requisitos de "tenacidad" de la sección 21.2.1.5 se refieren a la preocupación por la integridad estructural de toda la estructura resistente a fuerzas laterales bajo los desplazamientos laterales que se esperan para movimientos del terreno correspondientes a la intensidad de diseño. Dependiendo de las características de disipación de energía del sistema estructural empleado, estos desplazamientos pueden ser mayores que los de una estructura monolítica de hormigón armado.

#### **21.2.2- Análisis y dimensionamiento de elementos estructurales**

**21.2.2.1-** Debe tomarse en cuenta en el análisis la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que materialmente afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a los movimientos sísmicos.

**21.2.2.2-** Se permiten elementos rígidos no considerados como parte de un sistema resistente a fuerzas laterales con la condición de que su efecto en la respuesta del sistema sea considerado y acomodado en el diseño de la estructura. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los elementos estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema resistente a las fuerzas laterales.

**21.2.2.3-** Los elementos estructurales situados por debajo del nivel basal de la estructura y que se requieren para transmitir a la fundación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del capítulo 21.

#### **C21.2.2- Análisis y dimensionamiento de elementos estructurales**

Se supone que la distribución de resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema resistente a fuerzas laterales será guiada por el análisis de un modelo linealmente elástico del sistema, sobre el que actúan las fuerzas mayoradas especificadas por el código vigente. Cuando deban emplearse análisis no lineales de historia de respuesta, los movimientos basales deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones de sitio y de la historia sísmica local.

Dado que las bases de diseño admiten respuesta no lineal, es necesario investigar la estabilidad del sistema resistente a fuerzas laterales, así como su interacción con otros elementos estructurales y no estructurales, para desplazamientos mayores que los indicados por el análisis de respuesta lineal. Para manejar este problema sin tener que recurrir al análisis de respuesta no lineal, una opción es multiplicar por un factor al menos de dos los

**21.2.2.4-** Todos los elementos estructurales que se supone no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben cumplir con las disposiciones de la sección 21.7.

desplazamientos del análisis lineal para las fuerzas laterales mayoradas, a menos que la norma vigente especifique los factores que deben emplearse, como en las referencias 21.2 y 21.7. Para cálculos del desplazamiento lateral, suponer que, al menos todos los elementos estructurales horizontales están completamente agrietados, probablemente conduzca a estimaciones mejores del desplazamiento lateral relativo posible, que emplear una rigidez no agrietada para todos los elementos.

La preocupación principal del capítulo 21 es la seguridad de la estructura. El propósito de las secciones 21.2.2.1 y 21.2.2.2 es dirigir la atención hacia la influencia de elementos no estructurales sobre la respuesta estructural y al riesgo de objetos que caen.

La sección 21.2.2.3 alerta al diseñador sobre el hecho de que la base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la fundación o del suelo.

Al seleccionar las dimensiones de elementos estructurales para estructuras resistentes a sismos, es muy importante considerar los problemas relacionados con el congestionamiento de la armadura. El diseñador debe asegurarse de que toda la armadura se pueda ensamblar y colocar, y de que el hormigón se pueda vaciar y compactar apropiadamente. El empleo de los límites superiores permitidos de porcentajes de armadura probablemente conduzca a problemas insalvables de construcción, especialmente en las juntas de marcos.

### **21.2.3- Factores de reducción de la resistencia**

Los factores de reducción de resistencia deben ser los indicados en la sección 9.3.4.



#### 21.2.4- Hormigón para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

21.2.4.1- La resistencia a la compresión,  $f'_c$  del hormigón no debe ser menor de 20 MPa.

21.2.4.2- La resistencia a la compresión del hormigón de agregado liviano usada en el diseño no debe ser mayor de 30 MPa. Puede emplearse hormigón de agregado liviano con una resistencia de diseño a la compresión más elevada, siempre que se demuestre, por medio de evidencias experimentales, que los elementos estructurales hechos con dicho hormigón de agregado liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de agregado normal de la misma resistencia.

#### 21.2.5- Armadura para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

21.2.5.1- La armadura resistente a esfuerzos axiales y de flexión inducidos por sismo en elementos de marcos y en elementos de borde de muros, debe cumplir con las indicaciones del ASTM A 706M. Puede emplearse acero de refuerzo ASTM A 615 M, grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando: (a) la resistencia real a la fluencia basada en ensayos de fábrica no es mayor que la resistencia a la fluencia especificada en más de 120 MPa (los ensayos repetidos no deben exceder este valor por más de 20 MPa adicionales) y (b) la razón entre la tensión última real de tracción y la tensión real de fluencia por tracción no sea menor de 1.25.

#### C21.2.4- Hormigón para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

Los requisitos de esta sección se refieren a la calidad del hormigón en marcos, enrejados o muros diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismos. La resistencia máxima a la compresión de diseño del hormigón agregado liviano que se empleará en cálculos de diseño estructural está limitada a 30 MPa, debido principalmente a la insuficiencia de datos de terreno y experimentales acerca del comportamiento de elementos hechos de hormigón con agregado liviano, sometidos a inversiones de los desplazamientos en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima a la compresión del hormigón con agregado liviano, a niveles justificados por la evidencia.

#### C21.2.5- Armadura para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

El empleo de armadura longitudinal con resistencia más elevada que la supuesta en el diseño, conducirá a esfuerzos mayores de corte y de adherencia, en el punto de desarrollo de momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por corte o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas más elevadas que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior sobre la tensión real de fluencia del acero. [Sección 21.2.5.1 (a)]

El requisito de una tensión última de tracción mayor que la tensión de fluencia de la armadura [sección 21.2.5.1 (b)] se basa en la suposición de que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar la capacidad de rotación inelástica es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas de momentos final y de fluencia.<sup>21.9</sup> Según esa interpretación, mientras mayor sea la

relación del momento último al de fluencia, mayor será la región de fluencia. En el capítulo 21 se especifica que la relación entre la resistencia real a la tracción y la tensión real de fluencia no será menor de 1.25. Los elementos con armadura que no satisfaga dicha condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es lo bastante diferente para excluirlos de la consideración directa basada en las reglas derivadas de la experiencia con elementos armados con acero endurecido por deformación.

#### **21.2.6- Empalmes soldados y armadura conectada mecánicamente**

**21.2.6.1-** Se permite que la armadura que resiste esfuerzos axiales o de flexión inducidas por sismos en marcos, o en los elementos de borde de muros, sea empalmada usando empalmes soldados o conectores mecánicos que cumplan con 12.14.3.3 o 12.14.3.4, siempre que las barras empalmadas en cada capa de armadura longitudinal sean al menos barras alternas, y que la distancia medida centro a centro entre empalmes de barras adyacentes sea 600 mm o más, medida a lo largo del eje longitudinal del elemento.

**21.2.6.2-** No se debe permitir soldar estribos, amarras, insertos, u otros elementos similares a la armadura longitudinal requerida por el diseño.

#### **C21.2.6- Empalmes soldados y armadura conectada mecánicamente.**

**C21.3.6.1-** Está permitida la soldadura de armadura que resiste esfuerzos axiales y de flexión inducidos por sismo, siempre que la soldadura sea realizada de acuerdo a procedimientos controlados y con la adecuada inspección.

**C21.2.6.2-** La soldadura o soldadura punteada de barras de armadura que se intersectan pueden producir fragilidad local en el acero. Si dicha soldadura facilita la fabricación o la instalación en obra, debe realizarse sólo en barras agregadas con propósitos constructivos. Las disposiciones para la soldadura punteada de barras de armadura que se intersectan no se aplican a materiales soldados con procedimientos de soldadura bajo un control competente continuo, como en el caso de la fabricación de la malla electrosoldada de alambre.

## 21.3- Elementos sometidos a flexión en marcos

### 21.3.1- Alcance

Las disposiciones de la sección 21.3 son aplicables a elementos de marcos (a) resistentes a fuerzas inducidas por sismo, y (b) dimensionados principalmente para resistir flexión. Estos elementos de marco también deben satisfacer las siguientes condiciones:

21.3.1.1- La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento no debe exceder de  $(A_g f'_c/10)$ .

21.3.1.2- La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

21.3.1.3- La razón ancho-altura no debe ser menor que 0.3.

21.3.1.4- El ancho no debe ser (a) menor que 250 mm ni (b) mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más las distancias a cada lado del elemento de apoyo, que no deben exceder las tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

### 21.3.2- Armadura longitudinal

21.3.2.1- En cualquier sección de un elemento en flexión y para la armadura tanto superior como inferior, la cantidad de armadura no debe ser menor que  $(1.4b_w d/f_y)$  y la cuantía de armadura,  $\rho$ , no debe exceder de 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto arriba como abajo.

21.3.2.2- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la

## C21.3- Elementos sometidos a flexión en marcos

### C21.3.1- Alcance

Esta sección se refiere a vigas principales de marcos resistentes a cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. Cuando algún elemento de marco está sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que excede de  $(A_g f'_c/10)$ , debe diseñarse y detallarse como se describe en la sección 21.4.

Evidencias experimentales <sup>21.10</sup> indican que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de los elementos continuos con razones luz-altura de menos de cuatro, es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con miembros relativamente esbeltos no son directamente aplicables a elementos con razones luz-altura menores de cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al corte.

Las restricciones geométricas indicadas en las secciones 21.3.1.3 y 21.3.1.4 se derivaron de la práctica con marcos de hormigón armado resistentes a fuerzas inducidas por sismo.<sup>21.1</sup>

### C21.3.2- Armadura longitudinal

La sección 10.3.3 limita la cuantía de armadura de tracción en un elemento en flexión a una fracción de la cantidad que producirá condiciones "balanceadas". En secciones sometidas sólo a flexión y cargadas monótonamente hasta la fluencia, este enfoque es factible porque la probabilidad de falla a la compresión puede estimarse confiablemente con el modelo de comportamiento adoptado para determinar la cuantía de armadura correspondiente a una falla "balanceada". El mismo modelo de comportamiento (debido a suposiciones incorrectas tales como la distribución lineal de deformaciones, el punto de fluencia bien definido para el acero, la

longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

**21.3.2.3-** Sólo se permiten traslapes de armadura de flexión cuando se proporcionan cercos o zunchos en la longitud de traslape. El espaciamiento máximo de la armadura transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder de  $d/4$  ó 100 mm. No deben emplearse traslapes: (a) dentro de los nudos, (b) ni en una distancia de dos veces la altura del elemento desde la cara del nudo, (c) ni en ubicaciones donde el análisis indique fluencia de flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del marco.

**21.3.2.4-** Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas deben cumplir 21.2.6.1.

### 21.3.3- Armadura transversal

**21.3.3.1-** Deben disponerse cercos en las siguientes regiones de los elementos de marco:

(1) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

(2) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del marco.

**21.3.3.2-** El primer cerco debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los cercos no

deformación limitante de compresión en el hormigón de 0.003, así como los esfuerzos de compresión en el hormigón del recubrimiento) no puede describir las condiciones de un elemento en flexión sometido a inversiones de los desplazamientos muy dentro del rango inelástico. Por lo tanto, existen pocos razonamientos para continuar refiriéndose a "condiciones balanceadas" en el diseño de estructuras de hormigón armado resistentes a sismos.

La cuantía de armadura límite de 0.025 se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e, indirectamente en esfuerzos límites de corte en vigas principales de proporciones comunes. El requisito de al menos dos barras, arriba y abajo, se refiere en este caso más a la construcción que a los requisitos de comportamiento.

Los traslapes de la armadura (sección 21.3.2.3) están prohibidos en regiones en las que se espera fluencia por flexión, porque dichos traslapes no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico. La armadura transversal para los traslapes en cualquier ubicación es obligatoria por la posibilidad de pérdida del hormigón del recubrimiento.

### C21.3.3- Armadura transversal

Esta armadura se requiere principalmente para confinar el hormigón y mantener el apoyo lateral para las barras de armadura en regiones en las que se espera fluencia. En la fig. 21.3.3 se muestran ejemplos de cercos adecuados para elementos en flexión de marcos.

debe exceder de: (a)  $d/4$ , (b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, (c) 24 veces el diámetro de la barra del cerco y (d) 300 mm.

21.3.3.3- Cuando se requieran cercos, las barras longitudinales del perímetro deben tener apoyo lateral conforme a la sección 7.10.5.3.

21.3.3.4- Cuando no se requieran cercos, los estribos deben espaciarse a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

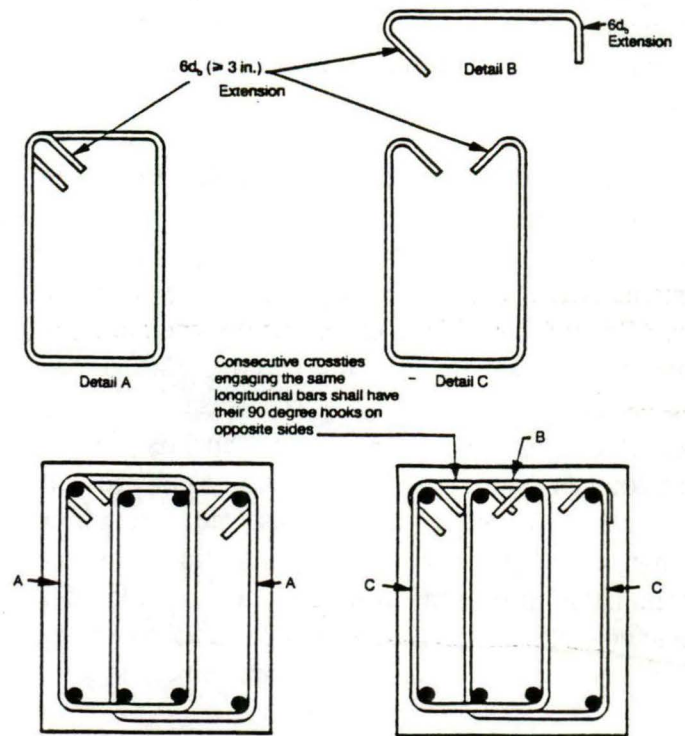


Fig. 21.3.3 Ejemplos de cercos traslapados

En el caso de elementos con resistencia variable a lo largo del vano, o de elementos para los que la carga permanente representa una gran proporción de la carga total del diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del vano. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse armadura transversal, también en regiones en las que se espera fluencia.

Debido a que se espera que se produzca el descascamiento del hormigón superficial durante los movimientos fuertes, especialmente en las cercanías de las regiones de fluencia por flexión, es necesario que la armadura del alma sea provista en la forma de cercos cerrados, como se definen en la sección 21.3.3.5.

**21.3.3.5-** Los estribos o amarras que se requieran para resistir corte deben consistir en cercos sobre longitudes de los elementos de acuerdo con 21.3.3, 21.4.4. y 21.5.2.

**21.3.3.6-** Los cercos en elementos en flexión pueden hacerse de dos piezas: un estribo en U con ganchos de no menos de 135 grados con extensiones de seis diámetros (pero no menores que 75 mm.) anclados en el núcleo confinado, y una traba, para formar un cerco. Las trabas consecutivas que enlacen las mismas barras longitudinales deben tener sus ganchos de 90 grados en lados alternados del elemento en flexión. Cuando las barras de armadura longitudinal aseguradas por las trabas están confinadas por una losa sólo a un lado del elemento en flexión del marco, los ganchos de 90 grados de las trabas deben colocarse en ese lado.

#### **21.3.4- Requisitos de resistencia al corte**

##### **21.3.4.1- Esfuerzos de diseño**

El esfuerzo de corte de diseño  $V_e$  se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en los extremos del elemento, en las caras del nudo, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable  $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas tributarias gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

#### **C21.3.4- Requisitos de resistencia al corte**

##### **C21.3.4.1- Esfuerzos de diseño**

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para el tipo de marco considerado, se supone que los elementos del marco disiparán energía en el rango no lineal de respuesta. A menos que un elemento de marco tenga una resistencia del orden de 3 a 4 veces los esfuerzos de diseño, debe suponerse que llegará a la fluencia en el caso de un sismo mayor. El esfuerzo de corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos de marco está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con los esfuerzos de corte mayorado indicados en el análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en la sección 21.3.4.1 se ilustran en la figura 21.3.4.

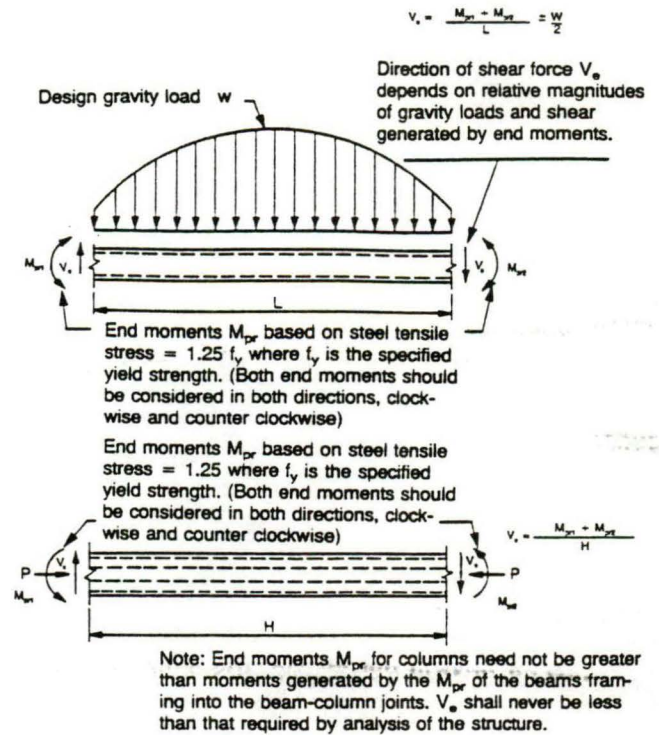


Fig. 21.3.4 Esfuerzos de corte de diseño de vigas principales y columnas

Debido a que la tensión de fluencia real de la armadura longitudinal puede exceder a la tensión de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra el endurecimiento por deformación de la armadura en una unión sujeta a grandes rotaciones, la resistencia al corte requerida se determina usando una tensión de al menos  $1.25 f_y$  para la armadura longitudinal.

21.3.4.2- Para determinar la armadura transversal en elementos de marcos en los que el esfuerzo de corte inducido por el sismo, y calculado de acuerdo con 21.3.4.1, representa un medio o más del corte de diseño total, la cantidad  $V_c$  se debe suponer igual a cero si la fuerza axial mayorada de compresión incluyendo los efectos del sismo es menor que  $(A_g f'_c / 20)$ .

#### C21.3.4.2- Armadura transversal en elementos de marco

Estudios experimentales de elementos de hormigón armado sometidos a cargas sísmicas han demostrado que se requiere más armadura de corte para asegurar la falla por flexión en un elemento sujeto a desplazamientos no lineales alternados que si el elemento es cargado en una dirección solamente: siendo el incremento de armadura de corte necesario mayor en caso que no exista carga axial 21.11, 21.12. Esta observación está reflejada en las especificaciones (sección

21.3.4.2) eliminando el término que representa la contribución del hormigón a la resistencia al corte. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad relativa, no se debe interpretar como que no se requiere el hormigón para resistir el corte. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo del hormigón resiste todo el corte con la armadura de corte (transversal) confinando y por lo tanto aumentando la resistencia del hormigón. El núcleo confinado de hormigón juega un papel importante en el comportamiento de la viga y no se debería reducir a un mínimo sólo porque la expresión de diseño no reconoce esto de manera explícita.

## 21.4- Elementos de marco sometidos a flexión y carga axial

### 21.4.1- Alcance

Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos de marco (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada que excede de  $(A_g f'_c/10)$ . Estos elementos de marco también deben satisfacer las siguientes condiciones:

21.4.1.1- La dimensión menor de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

21.4.1.2- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

### 21.4.2- Resistencia mínima a flexión de columnas

21.4.2.1- La resistencia a la flexión de cualquier columna dimensionada para resistir una fuerza mayorada de compresión axial que exceda de  $(A_g f'_c/10)$  debe satisfacer la sección 21.4.2.2 ó 21.4.2.3.

## C21.4- Elementos de marco sometidos a flexión y carga axial

### C21.4.1- Alcance

Esta sección contiene reglas desarrolladas principalmente para columnas de marcos que sirven para resistir fuerzas sísmicas. Los elementos de marcos que no son columnas, pero que no satisfacen la sección 21.3.1, se deben diseñar y detallar de acuerdo con esta sección.

Las restricciones geométricas en las secciones 21.4.1.1 y 21.4.1.2, se derivan de la práctica previa.<sup>21.1</sup>

### C21.4.2- Resistencia mínima a flexión de columnas

El propósito de la sección 21.4.2.2 es reducir la posibilidad de fluencia en las columnas

Cuando en una junta no se puede cumplir con lo especificado en la sección 21.4.2.2, se debe ignorar cualquier contribución positiva de la



La resistencia lateral y la rigidez de columnas que no satisfagan la sección 21.4.2.2 deben ser ignoradas para el cálculo de la resistencia y rigidez de la estructura, pero deben cumplir con la sección 21.7.

21.4.2.2- Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (21-1).

$$\Sigma M_e \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (21-1)$$

$\Sigma M_e$  = suma de los momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las columnas que confluyen en dicho nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, que corresponde con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que dé la más baja resistencia a la flexión.

$\Sigma M_g$  = suma de los momentos, al centro del nudo, correspondiente a las resistencias de diseño a la flexión de las vigas que confluyen en dicho nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del marco que se considera.

21.4.2.3- Cuando la sección 21.4.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben armarse transversalmente como se especifica en la sección 21.4.4, en toda su longitud.

### 21.4.3- Armadura longitudinal

21.4.3.1- La cuantía de armadura,  $\rho_g$ , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06.

21.4.3.2- Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas deben satisfacer la sección 21.2.6.1. Los traslapes se permiten sólo dentro de

columna o columnas relacionadas con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura. Se advierte al ingeniero que no debe ignorar ningún efecto negativo que la presencia de la columna de que se trate pueda aportar al comportamiento del edificio. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el corte basal de diseño. Cuando la inclusión de dichas columnas en el modelo analítico del edificio da como resultado un incremento de los efectos de torsión, se debe tener en cuenta el incremento, de acuerdo con los requisitos de la norma vigente.

### C21.4.3- Armadura longitudinal

El límite inferior de la cuantía de armadura en elementos que soportan fuerzas axiales así como flexión, se refiere a la preocupación tradicional por los efectos de deformaciones del hormigón dependientes del tiempo y al deseo de tener una diferencia de tamaño adecuada entre los

la mitad central de la longitud del elemento y deben estar dimensionados como traslapes de tracción.

momentos de agrietamiento y de fluencia. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, la transmisión de la carga de los elementos de piso a las columnas en estructuras de poca altura y por el desarrollo de grandes esfuerzos de corte.

El descascaramiento del hormigón de recubrimiento, que posiblemente ocurra cerca de los extremos de la columna en marcos de configuración común, hace vulnerables los traslapes en esas ubicaciones. Cuando se hace necesario emplear traslapes, deben estar cercanos a la mitad de la altura donde las inversiones de esfuerzos probablemente estén limitadas a un rango menor de esfuerzo que en sitios cercanos a los nudos.

Los empalmes mecánicos y de soldadura pueden ocurrir a cualquier nivel, pero no deben empalmarse más de la mitad de las barras en ninguna sección.

#### 21.4.4- Armadura transversal

21.4.4.1- Debe proporcionarse armadura transversal en las cantidades que se especifican en la continuación, a menos que la sección 21.4.5 exija mayor cantidad:

- (1) La razón volumétrica de armadura de zuncho espiral o de cercos circulares,  $\rho_s$ , no debe ser menor que la indicada en la ecuación (21-2):

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (21-2)$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (10-5).

- (2) El área total de la sección transversal de la armadura de cerco rectangular no debe ser menor que el proporcionado por las ecuaciones (21-3) y (21-4).

$$A_{sh} = 0.3 (sh_c f'_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad (21-3)$$

$$A_{sh} = 0.09 sh_c f'_c / f_{yh} \quad (21-4)$$

#### C21.4.4- Armadura transversal

La razón de los requisitos de esta sección tiene relación con el confinamiento del hormigón y el suministro de apoyo lateral a la armadura.

Para elementos axialmente comprimidos, sometidos a carga monotonamente creciente, está bien establecido el efecto del refuerzo helicoidal (zuncho) sobre la resistencia del hormigón armado. <sup>21.13</sup> La ecuación (10-5) se deriva del concepto arbitrario de diseño de que, bajo carga axial, la capacidad máxima de la columna antes de la pérdida de recubrimiento sea igual a aquellas para grandes deformaciones de compresión, con la armadura en zuncho esforzada hasta su límite útil. La tenacidad de la columna zunchada cargada axialmente no es directamente relevante en su rol dentro del marco resistente a sismos, donde la tenacidad está relacionada con su comportamiento bajo inversiones de momento tanto como con la carga axial. Para estructuras resistentes a sismos, no hay otra razón para modificar la ecuación (10-5) que agregar el límite inferior variable dado por la ecuación (21-2) que rige para columnas de tamaño mayor, con un área total de la sección transversal

(3) La armadura transversal debe proporcionarse ya sea mediante cercos sencillos o traslapados. Se pueden emplear trabas del mismo diámetro de barra y el mismo espaciamiento que los cercos. Cada extremo de la traba debe enlazar una barra de la armadura longitudinal. Los extremos de las trabas consecutivas deben alternarse a lo largo de la armadura longitudinal.

(4) Cuando la resistencia de diseño del núcleo del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga especificadas, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer las ecuaciones (21-3) y (10-5).

**21.4.4.2-** La armadura transversal debe espaciarse a distancias que no excedan de (a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ni (b) 100 mm.

**21.4.4.3-** Las trabas o las ramas de los cercos traslapados no deben espaciarse a más de 350 mm medido de centro a centro, en dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

**21.4.4.4-** La armadura transversal debe suministrarse en las cantidades especificadas en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, sobre una longitud  $\ell_o$  desde la cara de cada nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión en conexión con desplazamientos laterales inelásticos del marco. La longitud  $\ell_o$  no debe ser menor que (a) la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, (b) un sexto de la luz libre del elemento, ni (c) 500 mm.

**21.4.4.5-** Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de armadura transversal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, sobre su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada

$A_g$  menor que aproximadamente 1.25 veces el área del núcleo  $A_{ch}$ .

Una evaluación conservadora de los datos disponibles <sup>21.13, 21.16</sup> relacionados con el efecto de la armadura transversal recta sobre el comportamiento del hormigón armado, sugiere que dicha armadura mejora la ductilidad de manera constante, pero su efecto sobre la resistencia es difícil de expresar confiablemente en términos de propiedades de materiales aparentemente críticas. No existe relación inteligible alguna para determinar una equivalencia explícita entre la armadura transversal en zuncho y la recta. Considerando que la base para determinar la cantidad de armadura en zuncho, ecuación (10-5), no está directamente relacionada con las condiciones de carga encontradas bajo efectos sísmicos, es posible determinar la cantidad requerida de armadura recta de confinamiento, sobre la premisa general de que, para proporcionar confinamiento comparable al de la armadura en zuncho debe haber una mayor cantidad. Las ecuaciones (21-3) y (21-4) que se aplican a la armadura recta se comparan con las ecuaciones (10-5) y (21-2) respectivamente, pero las ecuaciones (21-2) y (21-4) requieren más armadura transversal por longitud unitaria del elemento.

La ecuación (21-3) que rige para secciones grandes, se ignora cuando la razón entre resistencia proporcionada y resistencia requerida es baja.

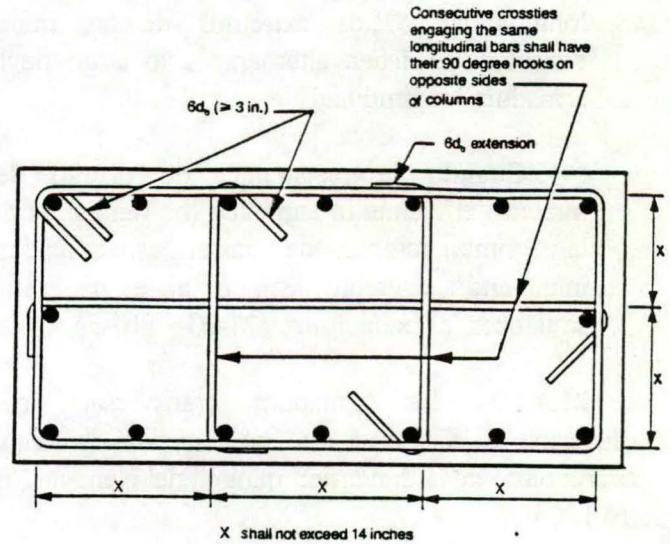
La armadura transversal requerida por las ecuaciones (10-5), (21-2), (21-3) y (21-4) se debe distribuir sobre regiones en las que la acción inelástica se considera probable (sección 21.4.4.4).

En la figura 21.4.4 se muestra un ejemplo de armadura transversal proporcionada por un cerco y tres trabas. La figura 21.3.3 muestra ejemplos de detalles de armadura transversal para elementos en flexión. Las trabas con un gancho de 90 grados no son tan efectivas como las trabas con ganchos de 135 grados o los cercos, para proporcionar confinamiento. Los ensayos han

con el efecto sísmico, excede  $(A_g f'_c/10)$ . La armadura transversal, tal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3 debe extenderse dentro del elemento discontinuo por lo menos en la longitud de desarrollo de la armadura longitudinal de mayor diámetro de la columna, de acuerdo con la sección 21.5.4. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, la armadura transversal, tal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3 debe extenderse dentro del muro por lo menos en la longitud de desarrollo de la armadura longitudinal de mayor diámetro de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de fundación, la armadura transversal, tal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de fundación.

**21.4.4.6-** Cuando no se proporcione armadura transversal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener armadura en forma de zuncho o de cerco con un espaciamiento medido de centro a centro que no exceda al menor de: seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm.

demostrado que las trabas son adecuadas para proporcionar suficiente confinamiento a condición de que sus extremos con ganchos de 90 grados estén alternados.



**Fig. 21.4.4.** Ejemplo de armadura transversal en columnas.

Los análisis de respuesta dinámica y las observaciones de terreno indican que las columnas de apoyo de elementos rígidos discontinuos, tales como muros o enrejados, tienden a desarrollar bastante respuesta inelástica. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan armadura transversal especial en toda su longitud. En regla comprende todas las columnas que están por debajo del nivel en el que se encuentran los elementos rígidos discontinuos, a no ser que los esfuerzos mayorados correspondientes al efecto sísmico sean bajos (sección 21.4.4.5).

**C21.4.4.6-** Estas disposiciones de la sección 21.4.4.6 se agregaron en 1989 para proporcionar una protección razonable y ductibilidad en la mitad de las columnas entre la armadura especificada transversal. Observaciones en sismos han demostrado daños significativos en las columnas en la región no confinada, y se requiere un mínimo de amarras o zunchos para proveer de una tenacidad más uniforme a la columna a lo largo de su longitud.

## 21.4.5- Requisitos de resistencia al corte

### 21.4.5.1- Esfuerzos de diseño

El esfuerzo de corte de diseño  $V_e$  se debe determinar considerando los máximos esfuerzos que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estos esfuerzos se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables  $M_{pr}$  del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas que actúan en él. No es necesario que los esfuerzos de corte en el elemento sean mayores que aquellos determinados a partir de la resistencia de los nudos, basada en el momento máximo probable  $M_{pr}$  de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso  $V_e$  debe ser menor que el corte mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

21.4.5.2- Para la determinación de la armadura transversal requerida en elementos de marcos en los que el esfuerzo de corte inducido por sismo y calculado de acuerdo con 21.3.4.1 representa un medio o más del corte de diseño total, la cantidad  $V_e$  debe considerarse cero si la carga axial mayorada de compresión incluyendo el efecto sísmico es menor que  $(A_g f'_c / 20)$ .

## 21.5- Nudos en marcos

### 21.5.1- Requisitos generales

21.5.1.1- Las fuerzas en la armadura longitudinal de vigas, en la cara del nudo, debe determinarse suponiendo que la tensión en la armadura de tracción por flexión es  $1.25 f_y$ .

21.5.1.2- La resistencia del nudo debe regirse por los factores de reducción de resistencia apropiados que se especifican en la sección 9.3.

21.5.1.3- La armadura longitudinal de una viga, que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con la

## C21.4.5- Requisitos de resistencia al corte

### C21.4.5.1- Esfuerzos de diseño

Las disposiciones de la sección 21.3.4.1 también se aplican a elementos sujetos a cargas axiales (columnas). Sobre el nivel del suelo el momento en una junta puede estar limitado por la resistencia a flexión de las vigas que llegan a la junta. Cuando las vigas llegan desde lados opuestos a la junta, la resistencia a momento positivo de la viga en el otro lado de la junta. Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0 y una tensión en el acero de armadura de al menos  $1.25 f_y$ . La distribución de la resistencia combianda a momento de las vigas a las columnas sobre y bajo la junta debe estar basada en el análisis. El valor de  $M_{pr}$  en la figura 21.3.4 puede calcularse a partir de la resistencia a flexión del elemento en la junta viga-columna.

## C21.5- Nudos en marcos

### C21.5.1- Requisitos generales

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de las juntas en marcos de hormigón armado está asociado con deformaciones en la armadura que exceden con mucho la deformación de fluencia. En consecuencia, el esfuerzo de corte en la junta generado por la armadura de flexión se calcula para una tensión de  $1.25 f_y$  en la armadura (sección 21.5.1.1). Una explicación detallada de las razones de un posible desarrollo de esfuerzos más allá de la tensión de fluencia en la armadura de tracción de vigas principales se proporciona en la referencia 21.9.

sección 21.5.4, y en compresión de acuerdo con el capítulo 12.

**21.5.1.4-** Donde la armadura longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela a la armadura de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro, para hormigones de peso normal. Para hormigones livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

**C21.5.1.4-** Diversos investigadores <sup>21.17-21.21</sup> han mostrado que las barras rectas en vigas pueden deslizar dentro de la junta viga-columna durante un secuencia de inversiones de momento de gran magnitud. Para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de rotulos en las vigas adyacentes, sería necesario tener una razón entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de aproximadamente 1/32, lo que conduciría a juntas muy grandes. A partir de una revisión de los ensayos disponibles, se han elegido límites de 1/20 de la profundidad de la columna en la dirección de la carga como tamaño máximo de las barras en vigas de hormigón de peso normal, y un límite de 1/26 para hormigón liviano. Debido a la falta de datos específicos, la modificación para hormigón liviano usa el factor 1.3 del capítulo 12. El Comité 318 siente que este límite proporciona un control razonable sobre el potencial deslizamiento de las barras de la viga en la junta viga-columna, considerando el número de incursiones inelásticas previstas en el edificio de marcos durante un sismo mayor. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta en la Referencia 21.22.

## **21.5.2- Armadura transversal**

**21.5.2.1-** Dentro del nudo deben colocarse cercos de armadura transversal, como lo especifica la sección 21.4.4, a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como lo especifica la sección 21.5.2.2.

**21.5.2.2-** Cuando existan elementos que se unen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse armadura transversal, por lo menos la mitad de la cantidad requerida en la sección 21.4.4.1, dentro de la altura del elemento de menor altura. En estos lugares, el espaciamiento especificado en la sección 21.4.4.2 (b) puede incrementarse a 150 mm.

## **C21.5.2- Armadura transversal**

Sin importar lo bajo que sea el esfuerzo de corte calculado en una junta de un marco resistente a fuerzas inducidas por sismo, se debe proporcionar armadura de confinamiento (sección 21.4.4) a través de la junta alrededor de la armadura de la columna (sección 21.5.2.1). Como se especifica en la sección 21.5.2.2, la armadura de confinamiento puede reducirse si los elementos horizontales llegan a la junta desde los cuatro lados. La norma de 1989 proporcionó un límite máximo para el espaciamiento en estas áreas, sobre la base de los datos disponibles actualmente <sup>21.23-21.26</sup>

La sección 21.5.2.3 se refiere a una junta en la cual el ancho de una viga principal exceda al correspondiente a la dimensión de la columna. En

21.5.2.3- Debe disponerse armadura transversal, como lo especifica la sección 21.4.4, a través del nudo para proporcionar confinamiento para la armadura longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que forme parte del marco en el nudo.

21.5.3- Resistencia al corte

21.5.3.1- La resistencia nominal al corte del nudo no debe considerarse mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para hormigón con áridos de peso normal:

Para nudos confinados en las cuatro caras.....	$1.7\sqrt{f'_c} A_j$
Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas.....	$1.25\sqrt{f'_c} A_j$
Para otros casos.....	$1.0\sqrt{f'_c} A_j$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo es cubierta por el elemento. Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento forman marcos en todas las caras del nudo.

21.5.3.2- Para hormigón con agregado liviano, la resistencia nominal al corte del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en la sección 21.5.3.1.

este caso, la armadura de la viga principal no confinada por la armadura de la columna debe recibir apoyo lateral, ya sea mediante una viga principal que llegue a la misma junta o mediante armadura transversal.

C21.5.3- Resistencia al corte

Los requisitos del capítulo 21 para dimensionar juntas se basan en la referencia 21.9, en cuanto a que los fenómenos de comportamiento dentro de la junta se interpretan en términos de una resistencia nominal al corte en la junta. Debido a que los ensayos de juntas <sup>21.4</sup> y de vigas de gran altura <sup>21.10</sup> indican que la resistencia al corte no era tan sensible a la armadura de juntas (de corte) como lo implicaba la expresión desarrollada por el Comité ACI 326<sup>21.9</sup> para vigas, y adoptada por el Comité ACI 352 para aplicarla a juntas, el Comité 318 decidió fijar la resistencia de la junta como función sólo de la resistencia a la compresión del hormigón (sección 21.5.3) y exigir una cantidad mínima de armadura transversal en la junta (sección 21.5.2). El área efectiva de junta  $A_j$  se ilustra en la Fig. 21.5.3. En ningún caso  $A_j$  es mayor que el área de la sección transversal de la columna.

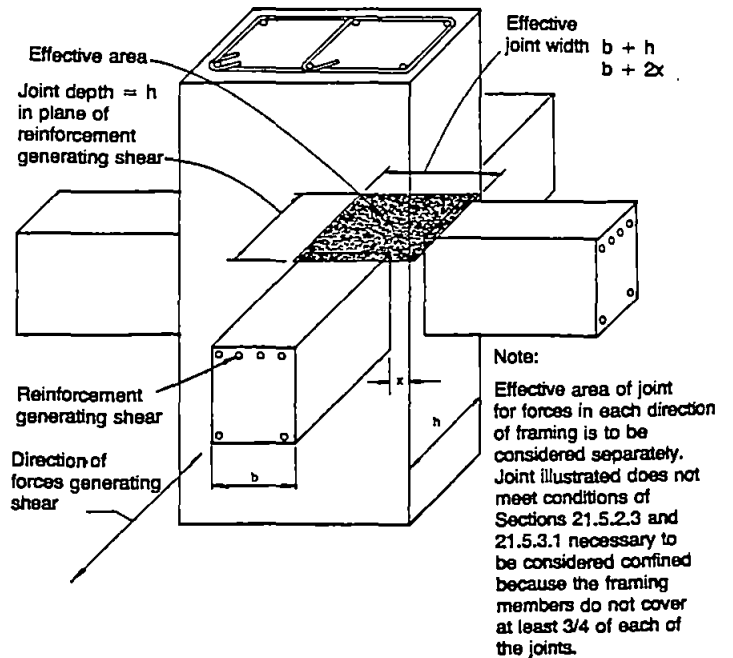


Fig. 21.5.3. Área efectiva de la junta.

#### 21.5.4- Longitud de desarrollo de barras en tracción.

21.5.4.1- La longitud de desarrollo  $\ell_{dh}$ , para una barra con gancho estándar de 90 grados en hormigón de peso normal no debe ser menor que  $8d_b$ , 150 mm, ni que la longitud requerida por la ecuación (21-5):

$$\ell_{dh} = f_y d_b / 5.4 \sqrt{f'_c} \quad (21-5)$$

para tamaños de barras de 10 a 36 mm de diámetro.

Para hormigón con agregado liviano, la longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar de 90 grados no debe ser menor de  $10d_b$ , 190 mm, ni de 1.25 veces la requerida por la ecuación (21-5).

El gancho de 90 grados debe estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

21.5.4.2- Para barras de 10 a 36 mm de diámetro, la longitud de desarrollo,  $\ell_d$ , para una barra recta, no debe ser menor que (a) 2.5 veces la longitud requerida en la sección 21.5.4.1 si el espesor de hormigón colocado de una sola colada debajo de la barra no excede de 300 mm ni (b) 3.5 veces la longitud requerida en la sección 21.5.4.1 si el espesor de hormigón colocado de una sola colada debajo de la barra excede de 300 mm.

21.5.4.3- Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de una columna o elemento de borde. Cualquier porción de la longitud recta embebida fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

La disposición sobre tres niveles de resistencia al corte se basa en la recomendación del Comité ACI 352.<sup>21.9</sup> Los datos de ensayos revisados por el Comité <sup>21.17</sup> indican que el valor más pequeño dado en la sección 21.5.3.1 de ACI 318-83 no es conservador cuando se aplica a juntas de esquinas.

#### C21.5.4- Longitud de desarrollo de barras en tracción

La longitud de desarrollo mínima para barras con resaltes, con ganchos estándar embebidos en hormigón de peso normal, se determina empleando la ecuación (21-5), que está basada en los requisitos de la sección 12.5. Puesto que el capítulo 21 estipula que el gancho debe estar embebido en hormigón confinado, los coeficientes 0.7 (para recubrimiento de hormigón) y 0.8 (para amarras) se han incorporado en la constante empleada en la ecuación (21-5). La longitud de desarrollo que sería derivada directamente de la sección 12.5 se incrementa para reflejar el efecto de inversiones de carga.

La longitud de desarrollo en tracción para una barra de armadura con ganchos estándar se define como la distancia, paralela a la barra, desde la sección crítica (donde va a desarrollarse la barra) hasta una tangente trazada en el borde exterior del gancho. La tangente se debe trazar perpendicularmente al eje de la barra. (Véase la fig. 21.6.4).

Factores tales como que el esfuerzo real en la armadura sea mayor que la tensión de fluencia, y que la longitud efectiva de desarrollo no se inicie necesariamente de la cara de la junta, han sido implícitamente considerados en el desarrollo de la expresión de longitud de desarrollo básica que se ha empleado como base de la ecuación (21-5).

En hormigón con agregado liviano, la longitud requerida por la ecuación 21.5 se debe incrementar en un 25% para compensar la variabilidad de las características de adherencia de



barras de armadura en diversos tipos de hormigón de agregado liviano.

La sección 21.5.4.2 especifica la longitud de desarrollo mínima para barras rectas como un múltiplo de la longitud indicada en la sección 21.5.4.1. El caso (b) de la sección 21.5.4.2 se refiere a barras superiores.

Cuando la longitud recta de embebida requerida para una barra de armadura se extiende más allá del volumen confinado de hormigón (como lo definen las secciones 21.3.3, 21.4.4 ó 21.5.2), la longitud de desarrollo requerida se incrementa sobre la premisa de que el esfuerzo limitante de adherencia, fuerza de la región confinada, es menor que el esfuerzo interior.

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc} \quad (A)$$

ó

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc} \quad (B)$$

La notación empleada en las ecuaciones (A) y (B) se define a continuación:

$\ell_{dm}$  = Longitud de desarrollo requerida cuando la barra no está completamente embebida en hormigón confinado.

$\ell_d$  = Longitud de desarrollo requerida para barras rectas embebidas en hormigón confinado (sección 21.6.4.3).

$\ell_{dc}$  = Longitud de la barra embebidas en hormigón confinado

La falta de referencias para barras  $\phi 44$  y  $\phi 56$  en la sección 21.6.4 se debe a la escasez de información sobre el anclaje de dichas barras sometidas a inversiones de carga que simulan efectos sísmicos.

## 21.6- Muros estructurales, diafragmas y celosías

### 21.6.1- Alcance

Las disposiciones de esta sección son aplicables a muros estructurales y celosías que sirven como parte de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, así como a diafragmas, puntales, tirantes, cuerdas y elementos recolectores que transmiten fuerzas inducidas por sismos.

### 21.6.2- Armadura

21.6.2.1- La cuantía de armadura,  $\rho_v$ , para muros estructurales no debe ser menor de 0.0025 a lo largo de los ejes longitudinales y transversales. Si el esfuerzo de corte de diseño no excede de  $0.08 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ , la armadura mínima para muros estructurales debe estar en conformidad con 14.3. La cuantía de armadura mínima para diafragmas debe estar en conformidad con 7.12. El espaciamiento de la armadura en cada dirección en muros y diafragmas no debe exceder de 500 mm. La armadura proporcionada para resistencia al corte debe ser continua y debe estar distribuida a través del plano de corte.

21.6.2.2- En un muro deben emplearse cuando menos dos "capas" de armadura cuando el esfuerzo de corte mayorado asignado al muro exceda de  $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 6$ .

## C21.6- Muros estructurales diafragmas y celosías

### C21.6.1- Alcance

Esta sección contiene requisitos para las dimensiones y los detalles de sistemas estructurales relativamente rígidos que incluyen partes de sistemas de pisos y techos que transmiten fuerzas de inercia, así como muros y enrejados. Los elementos robustos de marcos que constituyen partes del sistema resistente a fuerzas laterales, también deben estar dimensionados de acuerdo con los requisitos de esta sección. No obstante, no se pretende combinar elementos de marco y elementos de muro para evadir los requisitos de ductilidad, al desarrollar un sistema resistente a fuerzas laterales contrario a la ordenanza general de construcciones. Los elementos aislados de un sistema de marco que no cumplan con la sección 21.3 o con la sección 21.4 se deben diseñar de acuerdo con la sección 21.7.1.

### C21.6.2- Armadura

Las armaduras mínimas (secciones 21.6.2.1 y 21.6.2.2) se derivan de normas anteriores. El requisito de distribución uniforme de la armadura por corte está relacionado con la intención de controlar el ancho de grietas inclinadas. El requisito de dos capas de armadura en muros que soportan corte de diseño sustanciales se basa en la observación de que, bajo condiciones ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de armadura cerca de la mitad del muro es baja. Mas aún, la presencia de la armadura cerca de la superficie tiende a inhibir la fragmentación del hormigón en el caso de agrietamiento severo durante un sismo.

La resistencia a la compresión calculada para fuerzas mayoradas con base en un modelo linealmente elástico basado en la sección total del elemento estructural, se emplea como valor índice para determinar cuando es necesaria la armadura de confinación. Un refuerzo calculado de

**21.6.2.3-** Los elementos de celosías, puntales, tirantes, así como los elementos recolectores con tensiones de compresión que excedan de  $0.2 f'_c$  deben estar provistos de armadura transversal especial en la longitud total del elemento, como lo especifica la sección 21.4.4. Puede permitirse que la armadura transversal especial sea discontinuada en una sección donde la tensión de compresión calculada sea menor de  $0.15 f'_c$ . Las tensiones correspondientes a los esfuerzos mayorados deben calcularse empleando un modelo linealmente elástico y con las propiedades de la sección total de los elementos considerados.

**21.6.2.4-** Toda armadura continua en muros estructurales, diafragmas, celosías, puntales, tirantes y cuerdas, así como en elementos recolectores debe estar anclada o empalmada de acuerdo con las disposiciones para armadura en tracción, especificadas en la sección 21.5.4.

### 21.6.3- Esfuerzos de diseño

El esfuerzo de corte de diseño  $V_u$  debe obtenerse del análisis de carga lateral de acuerdo con las cargas mayoradas especificadas en 9.2.

### 21.6.4- Resistencia al corte

**21.6.4.1-** La resistencia nominal al corte de muros estructurales y diafragmas debe determinarse aplicando la sección 21.6.4.2 o la sección 21.6.4.3.

**21.6.4.2-** La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , de muros estructurales y diafragmas no debe exceder la fuerza de corte calculada mediante:

$$V_n = A_{cv}(\sqrt{f'_c}/6 + \rho_n f_y) \quad (21-6)$$

compresión de  $0.2f'_c$  en un elemento supuestamente indica que la integridad de toda estructura depende de la capacidad de dicho elemento para resistir fuerzas sustanciales de compresión bajo carga cíclica severa. Por lo tanto, la armadura transversal, como se especifica en la sección 21.4.4 es necesario en dichos elementos para proporcionar confinamiento para el hormigón y la armadura comprimidos (sección 21.6.2.3).

Debido a que las fuerzas reales en barras de armadura longitudinal de elementos rígidos pueden exceder de las fuerzas calculadas, se requiere (sección 21.6.2.4) que toda la armadura continua se desarrolle por completo.

### C21.6.3- Esfuerzos de diseño

Los cortes de diseño para muros estructurales, enrejados y diafragmas se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados. Sin embargo, el diseñador debe considerar la posibilidad de fluencia en los componentes de tales estructuras, por ejemplo, en la porción de un muro entre dos aberturas para ventanas, en cuyo caso el corte real puede muy bien ser excesivo en relación con el corte indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

### C21.6.4- Resistencia al corte

La sección 21.6.4 se refiere al dimensionamiento, detallamiento de muros estructurales y diafragmas de piso, que resisten esfuerzos de cortes provocadas por los movimientos sísmicos. Los requisitos para resistencia al corte para muros y diafragmas son idénticos. Toda referencia a muros en la exposición siguiente debe entenderse como incluyendo también diafragmas.

**21.6.4.3-** Para muros (diafragmas) y segmentos de muros (diafragmas) con una relación de  $(h_w/\ell_w)$  menor de 2.0, la resistencia nominal al corte del muro (diafragma) debe determinarse por medio de la ecuación (21-7).

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (21-7)$$

donde el coeficiente  $\alpha_c$  varía linealmente desde 1/4 para  $(h_w/\ell_w) = 1.5$  hasta 1/6 para  $(h_w/\ell_w) = 2.0$ .

**21.6.4.4-** En la sección 21.6.4.3 el valor de la razón  $(h_w/\ell_w)$  empleada para determinar  $V_n$  para segmentos de un muro o diafragma, debe ser la mayor entre aquella para todo el muro (diafragma) y aquella para el segmento de muro (diafragma) considerado.

**21.6.4.5-** Los muros (diafragmas) deben tener armadura por corte distribuida para proporcionar resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro (diafragma). Si la razón  $(h_w/\ell_w)$  no excede de 2.0, la cuantía de armadura,  $\rho_v$  no debe ser menor que la cuantía de armadura  $\rho_n$ .

**21.6.4.6-** La resistencia nominal al corte de todos los muretes que comparten una fuerza lateral común, no debe suponerse mayor de  $2A_{cv} \sqrt{f'_c}/3$ , donde  $A_{cv}$  es el área total de la sección transversal; y la resistencia nominal al corte de cualquiera de los muretes individuales no debe suponerse mayor de  $5A_{cp} \sqrt{f'_c}/6$  donde  $A_{cp}$  representa el área de la sección transversal del murete considerado.

**21.6.4.7-** La resistencia al corte nominal de segmentos horizontales de muro no debe suponerse mayor que  $5A_{cp} \sqrt{f'_c}/6$  donde  $A_{cp}$  representa el área de la sección transversal del segmento horizontal de muro.

La sección 21.6.4 incluye dos procedimientos para determinar la resistencia al corte de muros: uno sencillo (sección 21.6.4.2) y otro (sección 21.6.4.3) que reconoce la más elevada resistencia al corte de muros y segmentos de muros con bajas razones entre altura ( $h_w$ ) y longitud de la base ( $\ell_w$ ). Cuando el ingeniero decide emplear la sección 21.6.4.2, se debe ignorar la sección 21.6.4.3. Asimismo, cuando se elige la sección 21.6.4.3, se debe ignorar la sección 21.6.4.2.

La ecuación (21-6) en la sección 21.6.4.2 se presenta en términos del área neta de la sección resistente al corte. Para una sección rectangular sin aberturas, el término  $A_{cv}$  se refiere al área total de la sección transversal y no al producto del ancho y la altura efectiva. La definición de  $A_{cv}$  en la ecuación (21.6) facilita los cálculos de diseño para muros con armadura distribuida uniformemente y para muros con aberturas.

La única diferencia entre la sección 21.6.4.2 y la 21.6.4.3, es el coeficiente  $\alpha_c$  de la ecuación (21-7). Reconociendo la resistencia más elevada de muros robustos o de muros con elevadas razones entre corte y momento, 21.9, 21.27, 21.28 el coeficiente  $\alpha_c$  varía de 1/4 para muros o segmentos de muros con razones  $(h_w/\ell_w)$  de 1.5 o menos, al valor empleado en la ecuación (21-6) para valores de  $(h_w/\ell_w)$ , iguales o mayores de 2.0.

La razón  $(h_w/\ell_w)$  puede referirse a las dimensiones totales de un muro o de un segmento de muro limitado por dos aberturas, o una abertura y un borde. El propósito de la sección 21.6.4.4 es asegurar que a ningún segmento de muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la de todo el muro. No obstante, un segmento de muro con una razón  $(h_w/\ell_w)$  más elevada que la de todo el muro, debe estar dimensionada para la resistencia unitaria asociada con la razón  $(h_w/\ell_w)$  basada en las dimensiones de dicho segmento.

Para restringir efectivamente las grietas inclinadas a lo largo de su trayectoria, la armadura incluido en

$\rho_n$  y  $\rho_v$  debe estar distribuido aproximadamente a lo largo de la longitud y la altura del muro (sección 21.7.3.5). Al determinar  $\rho_n$  y  $\rho_v$  no se debe incluir el cordón de acero de armadura proporcionado cerca del borde del muro en cantidades concentradas para resistir momentos de flexión. Dentro de los límites prácticos, la distribución del refuerzo por corte debe ser uniforme y a separaciones cortas.

Por segmentos de muro se entiende una parte del muro limitada por aberturas o por una abertura y un borde. Tradicionalmente, el segmento de muro vertical limitado, por ejemplo, por dos aberturas de ventana, se ha conocido como "machón".

Cuando la fuerza de corte mayorada a un nivel dado en una estructura es resistida por varios muros o varios machones de un muro perforado, la resistencia promedio al corte unitario supuesto para el total del área de la sección transversal disponible se limita a  $2\sqrt{f'_c}/3$  con el requisito adicional de que la resistencia de corte unitario asignada a cualquiera de los pilares no exceda de  $5\sqrt{f'_c}/6$ . El límite superior de resistencia que se debe asignar a cualquiera de los elementos se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza corte.

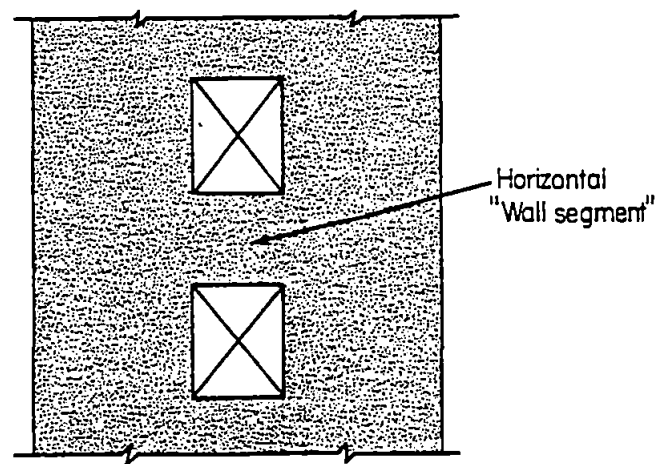


Fig. 21.6.4.7 Muro con aberturas.

### 21.6.5- Elementos de borde para muros estructurales

21.6.5.1- Deben disponerse elementos de borde en los extremos y bordes alrededor de las aberturas en muros estructurales, cuando la tensión máxima de la fibra extrema, correspondiente a las fuerzas mayoradas, incluyendo el efecto sísmico sea mayor que  $0.2f'_c$ , a menos que todo el muro esté armado para satisfacer las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3. El elemento de borde puede ser discontinuado cuando la tensión de compresión calculada sea menor de  $0.15f'_c$ . Las tensiones deben calcularse para esfuerzos mayoradas, empleando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección total.

21.6.5.2- Los elementos de borde cuando se requieran, deben tener armadura transversal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3.

21.6.5.3- Los elementos de borde de muros estructurales se deben dimensionar para soportar todas las cargas gravitacionales mayoradas sobre el muro, incluyendo las cargas tributarias y el peso propio, así como la fuerza vertical requerida para resistir el momento volcante calculado a partir de las fuerzas mayoradas relacionadas con el efecto sísmico.

21.6.5.4- La armadura transversal en muros con elementos de borde debe estar anclada dentro del núcleo confinado del elemento de borde, a fin de que la armadura transversal desarrolle la tensión de fluencia especificada  $f_y$ .

21.6.5.5- Excepto cuando  $V_u$  en el plano del muro sea menor que  $A_{cv}\sqrt{f'_c}/12$ , la armadura transversal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un

"Segmento de muro horizontal" en la sección 21.6.4.7 se refiere a secciones de muro entre dos aberturas alineadas verticalmente (fig. 21.6.4.7). Es, en efecto, un machón rotado a 90 grados.

### 21.6.5- Elementos de borde para muros estructurales

Los requisitos de la sección 21.5.3 de la norma de 1989, tanto para muros como para diafragmas, han sido separados en la norma de 1992. Los muros estructurales están sujetos tanto a flexión en su plano como a cargas axiales y las disposiciones se han mantenido en la sección 21.6.5. Los diafragmas no tienen normalmente fuerzas axiales en su plano significativas y las disposiciones han sido trasladadas a la sección 21.6.6. El mantenimiento de la resistencia a la compresión es primordial en muros estructurales, mientras que el desarrollo de la resistencia a tracción y más críticos en diafragmas.

En la fig. 21.6.5 presenta un diagrama simplificado que muestra las fuerzas sobre la sección crítica A-A de un muro estructural, ejercidas por las cargas permanentes  $W$  y el corte y momentos máximos inducidos por el sismo en una dirección dada. En las condiciones de carga descritas, el ala en compresión resiste las cargas actuales de gravedad, más la fuerza total de tracción generada en la armadura vertical (o la fuerza de compresión asociada con el momento de flexión en la sección A-A).

Reconociendo que esta condición de carga puede repetirse muchas veces durante un movimiento intenso, es esencial confinar el hormigón en todas las alas del muro donde probablemente las fuerzas de compresión sean grandes, como lo implica el esfuerzo de compresión de diseño que excede de  $0.2f'_c$  (secciones 21.6.5.1 y 21.6.5.2). Los esfuerzos se deben calcular para las fuerzas mayoradas sobre la sección, suponiendo respuesta lineal de la sección total del hormigón. El esfuerzo de compresión de  $0.2f'_c$  se emplea como valor índice y no necesariamente describe el estado real de

gancho estándar que enganche la armadura de borde, o la armadura de borde debe estar confinada con estribos en U que tengan el mismo tamaño y espaciamiento que la armadura transversal y estén empalmados a ella.

21.6.5.6- Los emplalms soldados y conectores mecánicos de la armadura longitudinal de elementos de borde deben cumplir con 21.2.6.1.

esfuerzo que se puede desarrollar en la sección crítica bajo la influencia de las fuerzas reales de inercia, para la intensidad prevista de sismo.

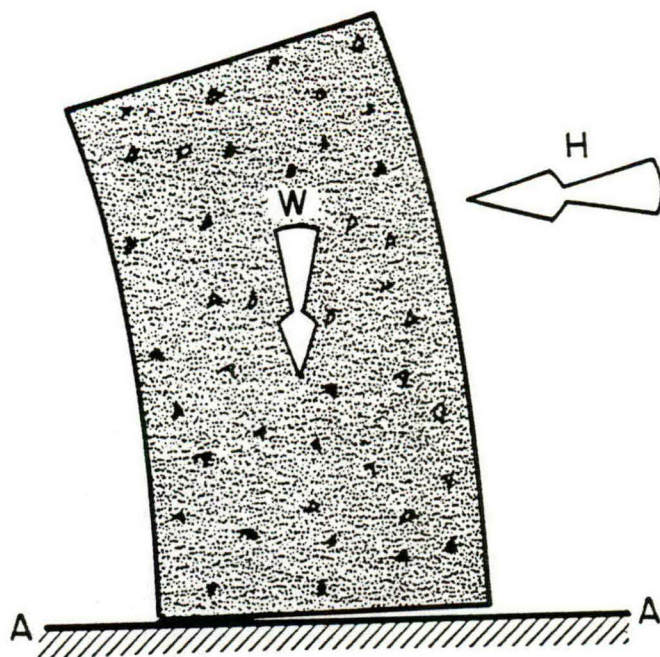


Fig. 21.6.5. Condiciones de carga sobre un muro estructural.

El requisito de la sección 21.6.5.3 se basa en la suposición de que el elemento de borde puede tener que soportar todas las fuerzas de compresión en la sección crítica, en el momento en que las fuerzas laterales máximas estén actuando sobre el muro estructural. Los requisitos de diseño sólo comprenden las propiedades de la sección. La sección transversal del elemento de borde debe tener suficiente resistencia (determinada como una columna corta cargada axialmente con factores apropiados de reducción de resistencia) para resistir la fuerza mayorada de compresión axial en la sección crítica.

Debido a que la armadura horizontal en muros que requieren elementos de borde probablemente actúe como armadura del alma, debe estar completamente anclado en elementos de borde que actúen como alas (sección 21.6.5.4). Logra este

anclaje se vuelve difícil a causa del posible desarrollo de grietas transversales en los elementos de borde. Siempre que sea posible, deben considerarse ganchos estándar de 90 grados o anclaje mecánico en vez del desarrollo de barras rectas.

La adición de ganchos o estribos en U en los extremos de la armadura transversal de muros estructurales proporciona anclaje de tal modo que la armadura será efectiva para resistir fuerzas de cortes. También tenderá a inhibir el pandeo de la armadura vertical en los bordes. En los muros con poco corte en el plano, el desarrollo de la armadura horizontal no es necesario.

Para determinar cuando se requieren elementos de borde se deben calcular los esfuerzos en los bordes de muros usando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección total.

#### **21.6.6- Elementos de borde de diafragmas estructurales**

**21.6.6.1-** Los elementos de borde de diafragmas estructurales deben ser dimensionados para resistir la suma de la fuerza axial mayorada que actúa en el plano del diafragma, y la fuerza obtenida de la división del momento mayorado en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección.

**21.6.6.2-** Los empalmes de la armadura a tracción en los elementos de borde o colectores de todos los diafragmas deben desarrollar la tensión de fluencia de la armadura. Los empalmes soldados y los conectores mecánicos deben cumplir con 21.2.6.1.

#### **21.6.7- Juntas de construcción**

**21.6.7.1-** Todas las juntas de construcción en muros y diafragmas deben cumplir con la sección 6.4 y las superficies de contacto deben hacerse ásperas como se especifica en la sección 11.7.9.

#### **C21.6.6- Elementos de borde de diafragmas estructurales**

Para diafragmas estructurales, los momentos de flexión mayorados se asume que son resistidos totalmente por cuerdas de fuerzas que actúan en los lados opuestos del diafragma. El desarrollo completo de la resistencia a la fluencia de la armadura del elemento colector de borde es esencial. Los traslapes deben estar confinados según lo requerido en la sección 21.3.2.3. Si la armadura de la cuerda está ubicada dentro de un muro, la junta entre el diafragma y el muro debe estar provista de una adecuada resistencia al corte para transferir los esfuerzos de corte.



### 21.6.8- Muros discontinuos

Las columnas que soporten muros discontinuos deben ser reforzadas de acuerdo con la sección 21.4.4.5.

### 21.7- Elementos de marcos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos

21.7.1- Todos los elementos de marcos que se considera que no contribuyen a la resistencia lateral deben ser detallados de acuerdo con las secciones 21.7.1.1 ó 21.7.1.2 dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en dichos elementos si fueran sometidos a desplazamientos laterales iguales al doble de los producidos por las fuerzas laterales mayoradas.

21.7.1.1- Cuando el momento inducido exceda el momento resistente de diseño del elemento del marco, los elementos con fuerzas axiales mayoradas debido a la gravedad que no exceden  $(A_g f'_c/10)$  deben satisfacer las secciones 21.3.2.1 y 21.3.4.1 y los elementos con fuerzas axiales mayoradas debido a la gravedad que exceden  $(A_g f'_c/10)$  deben satisfacer las secciones 21.4.4, 21.4.5.1 y 21.5.2.1

21.7.1.2- Cuando el momento inducido no exceda el momento resistente de diseño de los elementos del marco, el elemento debe satisfacer la sección 21.3.2.1.

21.7.2- Todos los elementos del marco con fuerzas mayoradas de compresión axial mayores de  $(A_g f'_c/10)$  deben satisfacer los siguientes requisitos especiales, a menos que cumplan con la sección 21.4.4.

21.7.2.1- Las amarras deben tener ganchos no menores de 135 grados con extensiones no menores de seis diámetros de las amarras, o 60 mm. Pueden emplearse trabas, como se definen en este capítulo.

### C21.7- Elementos de marcos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos

Los requisitos impuestos en los detalles de los elementos que forman parte del sistema para resistir fuerzas laterales garantizan que los elementos pueden soportar deformaciones que exceden su capacidad elástica sin una pérdida significativa de resistencia. Los elementos que no forman parte del sistema diseñado para resistir fuerzas laterales no están obligados a cumplir con todos los requisitos de detalles de los elementos que habrán de resistir fuerzas laterales, pero deben ser capaces de resistir deformaciones al nivel de servicio y aún ser capaces de soportar cargas gravitacionales.

La sección 21.7.1 reconoce el hecho de que los desplazamientos reales que resultan de fuerzas sísmicas pueden ser más grandes que los desplazamientos calculados. Si un elemento permanece elástico bajo un desplazamiento mayor, se permiten detallados nominales. Sin embargo, cuando es posible un comportamiento inelástico bajo los movimientos sísmicos reales, deben tomarse medidas para prevenir la pérdida de la capacidad para soportar cargas verticales.

**21.7.2.2-** El espaciamiento máximo de la amarra debe ser  $s_0$  sobre una longitud  $\ell_o$ , medida a partir de la cara del nudo. El espaciamiento  $s_0$  no debe ser mayor que: (a) ocho diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro confinada, (b) de 24 diámetros de la barra de amarre, y (c) la mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna. La longitud  $\ell_o$  no debe ser menor que: (a) una sexta parte de la altura libre de la columna, (b) la mayor dimensión de la sección transversal de la columna, ni (c) de 500 mm.

**21.7.2.3-** La primera amarra debe estar dentro de una distancia igual a  $0.5 s_0$  de la cara del nudo.

**21.7.2.4-** El espaciamiento de la amarra no debe ser mayor de  $2 s_0$  en cualquier parte de la columna.

## **21.8- Requisitos para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado**

**21.8.1-** En regiones de riesgo sísmico moderado, los marcos estructurales diseñados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos deben satisfacer los requisitos de la sección 21.8, además de los requisitos de los capítulos del 1 al 18.

**21.8.2-** Los detalles de la armadura en un elemento de un marco deben satisfacer la sección 21.8.4 cuando la carga mayorada de compresión axial del elemento no exceda a  $(A_g f'_c/10)$ . Cuando la carga mayorada de compresión axial es mayor, los detalles de la armadura del marco deben cumplir con la sección 21.8.5, a menos que el elemento tenga armadura de zuncho de acuerdo con la ecuación (10-5). Cuando un sistema de losa armada en dos direcciones sin vigas se considera como parte de un marco resistente al sismo, los detalles de la armadura en cualquier vano que resiste momentos causados por carga lateral deben satisfacer la sección 21.8.6.

**21.8.3-** La resistencia de diseño al corte de vigas, columnas, y losas armadas en dos direcciones que resisten efectos sísmicos no debe ser menor que una

## **C21.8- Requisitos para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado**

En regiones de riesgo sísmico moderado, el capítulo 21 se aplica sólo a marcos de hormigón armado dimensionados para resistir efectos sísmicos. No existen requisitos especiales para muros y otros componentes estructurales (tabla 21.2.1). Se prevé que los muros de hormigón armado, diseñados de acuerdo con la parte principal de la norma ACI poseerán suficiente tenacidad para los niveles de bajo desplazamiento lateral relativo que probablemente alcancen en regiones de sismicidad moderada. Los requisitos para zonas de riesgo moderado se basan en la suposición de que una región se incluirá en dicha zona sólo cuando se sepa con bastante seguridad que la intensidad probable del sismo en dicha región es una fracción de la intensidad en la zona de riesgo elevado.

El objetivo de los requisitos en la sección 21.8.3 es reducir el riesgo de falla por corte durante un sismo. El diseñador tiene dos opciones para determinar el esfuerzo de corte.

de las condiciones siguientes: (a) la suma del corte asociado con el desarrollo del momento nominal del elemento en cada extremo restringido de la luz libre, y el corte calculado para cargas de gravedad mayoradas, o (b) el corte máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan el efecto sísmico,  $E$ , considerado  $E$  como el doble del prescrito por el reglamento que rige el diseño de estructuras resistentes a sismos.

### 21.8.4- Vigas

**21.8.4.1-** La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. Tanto la resistencia a momento negativo como la resistencia a momento positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser menores de un quinto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

**21.8.4.2-** En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos en longitudes iguales a dos veces la altura del elemento, medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor de: (a)  $d/4$ , (b) de ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, (c) de 24 veces el diámetro de la barra del estribo, ni (d) de 300 mm.

**21.8.4.3-** Los estribos deben estar espaciados a no más de  $d/2$  a lo largo de la longitud del elemento.

### 21.8.5- Columnas

**21.8.5.1-** El espaciamiento máximo de las amarras no debe ser mayor de  $s_0$  en una longitud  $l_0$ , medida desde la cara del nudo. El espaciamiento  $s_0$  no debe ser mayor (a) de ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, (b) de 24 veces el diámetro de la barra de amarre, (c) de la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de marco ni (d) de 300 mm.

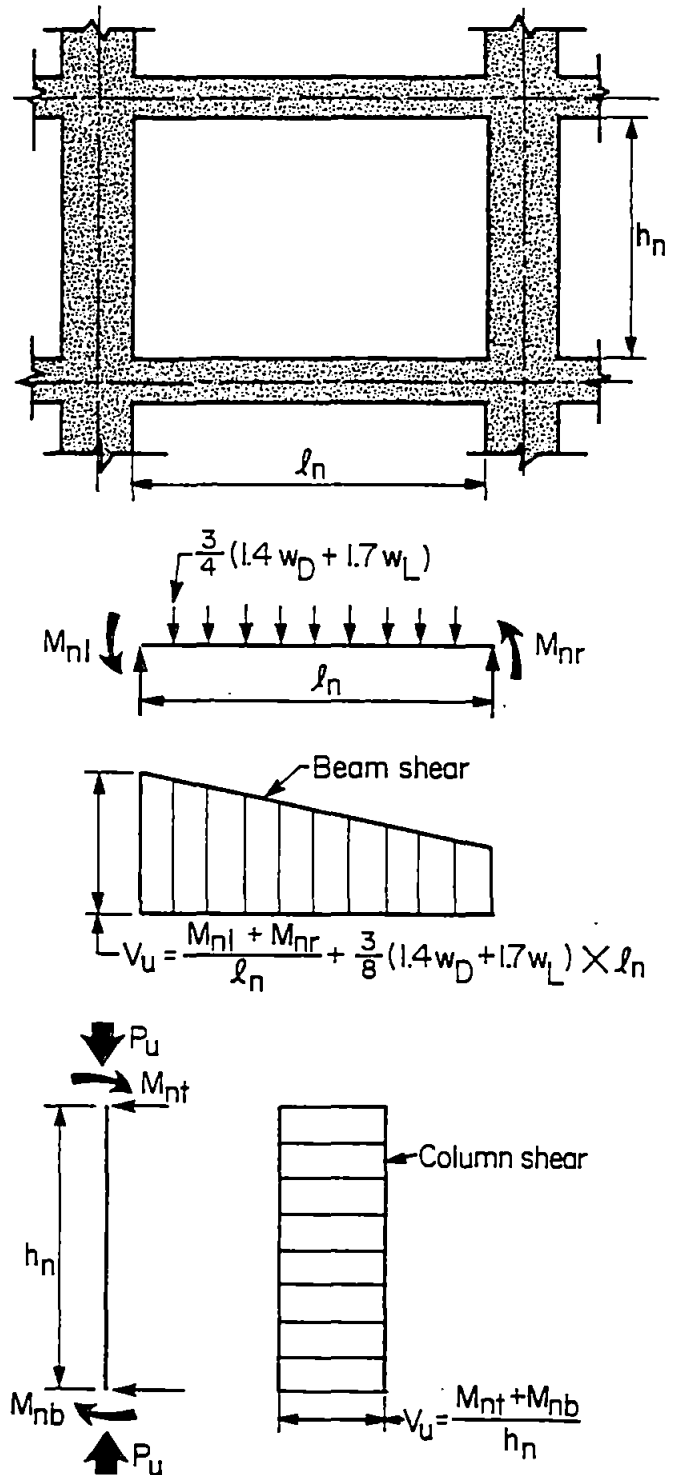


Fig. 21.8.3 Esfuerzo de corte de diseño para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado (sección 21.8).

De acuerdo con la opción (a) de la sección 21.8.3, el esfuerzo de corte mayorado se determina a

La longitud  $\ell_o$  no debe ser menor que (a) una sexta parte de la luz libre del elemento, (b) la mayor dimensión de la sección transversal del elemento, ni que (c) 500 mm.

**21.8.5.2-** La primera amarra debe estar situada a una distancia no mayor de  $s_o/2$  a partir de la cara del nudo.

**21.8.5.3-** La armadura del nudo debe concordar con la sección 11.11.2.

**21.8.5.4-** El espaciamiento de las amarras no debe exceder del doble del espaciamiento  $s_o$ .

### 21.8.6- Losas en dos direcciones sin vigas

**21.8.6.1-** El momento mayorado de la losa en el apoyo, asociado con el efecto sísmico, debe determinarse mediante las combinaciones de cargas definidas por las ecuaciones (9-2) y (9-3). Toda la armadura proporcionada para resistir  $M_s$ , la fracción del momento de la losa equilibrado por el momento en el apoyo, debe colocarse dentro de la franja de columna definida en la sección 13.2.1.

**21.8.6.2-** La fracción del momento  $M_s$ , definida por la ecuación (13-1), debe ser resistida por la armadura colocada dentro del ancho efectivo especificado en la sección 13.3.3.2.

**21.8.6.3-** No menos de la mitad de la armadura en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en la sección 13.3.3.2.

**21.8.6.4-** No menos de un cuarto parte de la armadura superior en el apoyo de la franja de columna debe ser continua a lo largo de la luz.

**21.8.6.5-** La armadura continua inferior en la franja de columna no debe ser menor que un tercio de la armadura superior en el apoyo en la franja de columna.

partir de la resistencia nominal a momento del elemento y de la carga de gravedad que tiene. En la fig. 21.8.3 se presentan ejemplos de una viga y una columna.

Para determinar el corte máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales de momento ( $\phi=1.0$ ) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de su vano libre. Como se indica en la fig. 21.8.3, el corte asociado con esta condición  $[(M_{nl} + M_{nr})/\ell_n]$  agregado algebraicamente al efecto de las cargas mayoradas de gravedad, indica el corte para el que debe diseñarse la viga. En este ejemplo, tanto la carga muerta,  $W_D$ , como la carga viva,  $W_L$ , se suponen uniformemente distribuidas.

También se ilustra en la Fig. 21.8.3 la determinación del corte especificado de diseño para una columna en un ejemplo particular. La carga axial mayorada de diseño,  $P_u$ , se debe elegir para desarrollar la mayor resistencia a momento de la columna.

En todas las aplicaciones de la opción (a) de la sección 21.8.3, los cortes se deben calcular para el momento, actuando como las manecillas del reloj y al contrario. La fig. 21.8.3 demuestra sólo una de las dos condiciones que deben considerarse para cada elemento.

La opción (b) fundamenta  $V_u$  en la combinación de carga que incluye el efecto sísmico, E. Debe subrayarse que es E lo que debe duplicarse. Por ejemplo, la combinación de carga definida por la ecuación (9-2) sería:

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 3.74E)$$

donde E es el valor especificado por el código vigente.

Los tres artículos de la sección 21.8.4 contienen requisitos para proporcionar a las vigas un nivel mínimo de tenacidad. Se espera que en la mayoría de los casos, los estribos requeridos por la sección

21.8.6.6- No menos de la mitad de toda la armadura inferior en el centro de la luz debe ser continua y debe desarrollar su tensión de fluencia en la cara del apoyo, como se define en la sección 13.6.2.5.

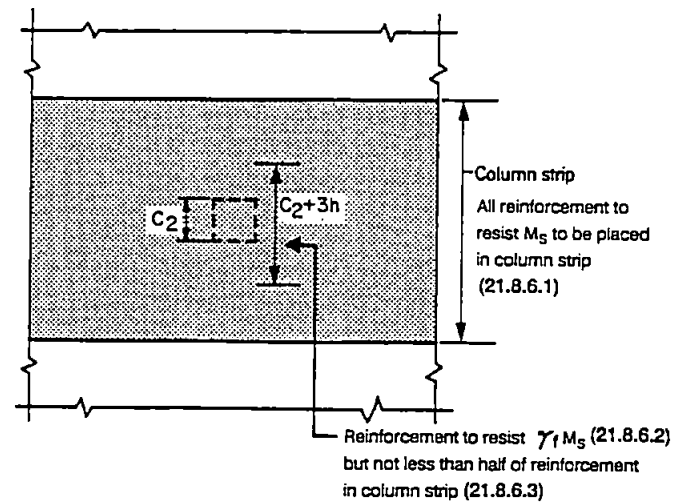
21.8.6.7- En los bordes discontinuos de la losa, toda la armadura superior e inferior en el apoyo debe desarrollarse en la cara del apoyo, como se define en la sección 13.6.2.5.

21.8.3 para esfuerzos de corte de diseño sean más que los requeridos por la sección 21.8.4. Los requisitos de la sección 21.8.5 sirven al mismo propósito para columnas.

La sección 21.8.6 es para aplicarse a losas en dos direcciones sin vigas (como placas planas).

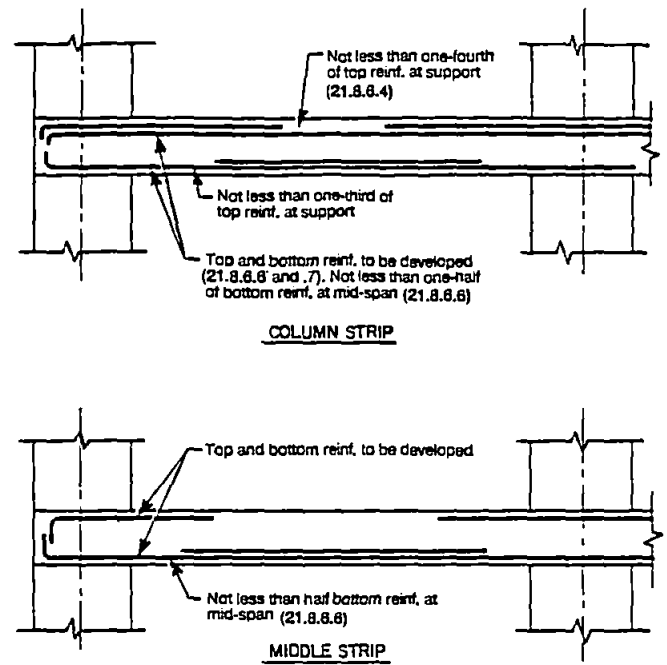
Debe señalarse que el utilizar las combinaciones de carga definidas en 9.2.3 pueden dar como resultado momentos que requieran armadura, tanto superior como inferior, en los apoyos.

El momento  $M_s$  se refiere, para una combinación dada de carga de diseño con E actuando en una dirección horizontal, a la porción del momento mayorado de losas que es equilibrado por elementos de apoyo en una junta. No es necesariamente igual al momento total de diseño en el apoyo, para una combinación de carga que incluya efecto sísmico. De acuerdo con la sección 13.3.3.2, sólo se asigna una fracción ( $\gamma_f M_s$ ) del momento  $M_s$  al ancho efectivo de la losa.



Note: Applies to both top and bottom reinforcement

Fig. 21.8.6.1. Localización de la armadura en losas.



**Fig. 21.8.6.2. Distribución del armadura en losas.**

En las figuras 21.8.6.1 y 21.8.6.2 se ilustra la aplicación de varios artículos de la sección 21.8.6.

06089



62418341  
CCH  
C172  
C.1

C.C.H.C.

AUTOR

Normas de Diseño en Formigón

TITULO

Armado.

Fecha	NOMBRE	Firma



Autor.: C.C.H.C.

Título: Normas de Diseño en Formigón

Nº top.: 06089 C.1 Armado.



Centro de  
documentación

Santiago, 29 de Marzo de 1996

Av. Providencia 929  
3° Piso  
Fonos: 236-0333  
Fax: 235-6072  
Providencia  
Santiago

Señor  
Eugenio Velasco M.  
Presidente  
Cámara Chilena de la Construcción  
PRESENTE

Estimado Eugenio:

Te adjunto "Proposición de Norma de Diseño en Hormigón Armado", basada en ACI 318 RM-89 (Rev.1992), que la Comisión Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilerías ha preparado para la discusión interna y proposición al INN como Norma Chilena.

Este es otro producto de la acción que la C.I.C.C. en conjunto con el Instituto Chileno del Cemento está realizando para posicionar y desarrollar a la Cámara Chilena de la Construcción, en el campo tecnológico.

Aquí tienes una demostración de lo que se ha conseguido, actuando calladamente y que esperamos sea la base de lo que realmente debe ser el Instituto de la Construcción.

Esprando sus comentarios, se despide atentamente,

ALBERTO URETA ALAMOS  
Gerente General

AUA/mem.

RECIBIDA:

FECHA: 1. abril. 96

HORA: 9<sup>20</sup> hrs.



Santiago, 25 de Marzo de 1996.

Sr. Augusto Holmberg  
Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón.  
Pio X 2455  
Santiago

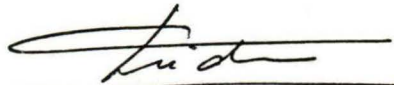
Ref.: Traducción de la norma ACI-318 M 89 (rev. 92)  
y su adaptación al medio nacional.

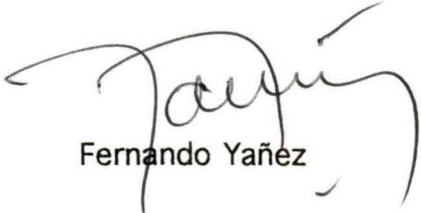
Estimado Augusto.

Como resultado de la revisión final que hemos hecho durante el mes de Febrero de la traducción de la norma ACI-318 M 89 (rev. 92), considerando los comentarios de la consulta pública que el INN hizo en el año 1986 de la versión ACI-318-86 y las proposiciones que se recibieron de 17 de las 42 "Comisiones de estudio y adaptación al medio nacional" que propuso el profesor Luders en el año 1988, proponemos al Instituto Chileno del Cemento someter a consideración de la "Comisión de Diseño Estructural" que creó la Cámara Chilena de la Construcción, las modificaciones de la versión americana del código ACI-318 M 89 (rev. 92) que se indican en el documento anexo para su aplicación al medio nacional.

Se recomienda además promover, a través de la Cámara Chilena de la Construcción la instrucción y el adiestramiento de ingenieros, jefes de obra y capataces, acerca de una serie de puntos del código ACI-318 que son fundamentales para obtener estructuras de hormigón armado durables y sísmicamente seguras.

Quedando a sus gratas órdenes le saludan muy atentamente

  
Carl Luders

  
Fernando Yañez

Santiago, 20 de Marzo de 1996.

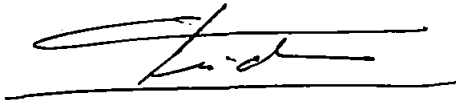
PROPOSICIONES DE MODIFICACION DE LA  
NORMA ACI-318 M 89 (revisión 92)  
PARA SU USO EN CHILE.

Se propone someter a la "Comisión de Diseño Estructural" que creó la Cámara Chilena de la Construcción las siguientes modificaciones de la norma ACI-318 para su aplicación en Chile:

1. Aplicar la traducción propuesta exigiendo el cumplimiento de los requisitos de las normas chilenas vigentes que correspondan, en todo lo que no contradigan las disposiciones de la norma ACI-318 M 89 (revisión 92) ni a las normas ASTM que se citan en ella.
2. El capítulo 21 debe aplicarse a las estructuras sismorresistentes tal como lo especifica la norma NCh 433 of. 93. La combinación de cargas para los casos que incluyan el efecto sísmico (sección 9.2.3) debe hacerse según lo especifica la norma NCh 433 of. 93.
3. Estudiar la creación de una " Comisión para aprobar sistemas especiales (ver sección 1.4).
4. Corregir los artículos 1.1.1 y 1.1.2 de modo que la dependencia entre la norma NCh-430 y La Ordenanza General de Urbanismo y Construcción cumpla con lo que estipulan las leyes chilenas.
5. Para el recubrimiento de las armaduras (sección 7.7) se propone distinguir entre ambiente normal y ambiente severo. Las zonas de ambiente severo corresponden a lugares de ambiente marino (definir más precisamente) mientras que las zonas con condiciones normales corresponden a todo el resto del país. Los valores sugeridos para cada caso se indican en la tabla que se adjunta.

6. Completar y aprobar el listado de términos técnicos que se adjunta. Para los profesionales de la construcción se recomienda indicar los requisitos mínimos que deberán cumplir (título, especialidad, experiencia), sus deberes y sus atribuciones.

7. Aprobar las modificaciones específicas que se indican en el listado que se adjunta.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Carl Luders', is written over a horizontal line.

Carl Luders

Fernando Yañez

# ANEXO 1

## Modificaciones propuestas a la Norma ACI 318

La norma ACI 318 dice:	Se propone
1.3.2 (i).....	<b>(i) Cualquier modificación o irregularidad que se produzca durante la construcción de la obra</b>
1.3.4- ...ingeniero o arquitecto inspector durante los 2 años siguientes a la terminación del proyecto.	1.3.4- ...ingeniero o arquitecto inspector durante los 5 años siguientes a la terminación del proyecto, y luego ser entregados al dueño de la construcción.
1.4- ...no cumple con las disposiciones de esta norma o no esté explícitamente tratado en ella, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a un grupo de examinadores designados por...	1.4- ...no cumple con las disposiciones de esta norma o no esté explícitamente tratado en ella, podrán presentar los datos en los que se basa su diseño a una comisión de especialistas designados por...
2.- Cable adherido- Cable de pretensado que está adherido al hormigón ya sea directamente o con lechada.	2.- Cable adherido- Cable de pretensado que está adherido al hormigón ya sea directamente o con algún tipo de inyección que produzca la adherencia.
2.- Carga de servicio- La carga, especificada por la ordenanza general de construcción, de la cual esta norma forma parte (sin mayorar)	2.- Carga de servicio- La carga, especificada por la ordenanza general de construcción, de la cual esta norma forma parte (sin mayorar). Ver también NCh 1537
2.- Columna- Elemento que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor y se usa principalmente para resistir carga axial de compresión.	2.- Columna- Elemento que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral mayor y se usa principalmente para resistir carga axial de compresión.

3.1.3- ...disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y por 2 años después de terminado el proyecto, y debe ser conservado para este fin por el ingeniero o arquitecto inspector.	3.1.3- ...disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y por 5 años después de terminado el proyecto, y debe ser conservado para este fin por el ingeniero o arquitecto inspector, para luego ser entregado al dueño de la obra.
3.2 (c)- .....	<b>(c) NCh 148 of 68 en lo que no contradice a las normas ASTM citadas en (a) y (b)</b>
3.3 (c)- .....	<b>(c) NCh 163 of 79</b>
3.3.2 (d)- .....	<b>(d) 3/4 del espesor del recubrimiento</b>
3.3.2 (e)- .....	<b>(e) cumplir con lo establecido en NCh 163 y NCh 170 en lo que no contradiga esta norma</b>
3.4.1- ...u otras sustancias que puedan ser nocivas para el hormigón o la armadura.	3.4.1- ...u otras sustancias que puedan ser nocivas para el hormigón o la armadura. <b>Debe cumplir además con la norma Nch 1498.</b>
3.5.3.7- Las barras de armadura galvanizadas deben cumplir con...	<i>Decidir si el recubrimiento epóxico es una solución aceptable.</i>
3.5.3.7... Las barras de refuerzo con recubrimiebnto epóxico deben cumplir con...	<i>Decidir además bajo que condiciones el galvanizado de la armadura de refuerzo es aceptable.</i>
3.6.1- Los aditivos que deban emplearse en el hormigón están sujetos a la aprobación previa del Ingeniero estructural.	3.6.1- Los aditivos que deban emplearse en el hormigón están sujetos a la aprobación previa del Ingeniero estructural. Deben cumplir además con las normas chilenas sobre aditivos para hormigón
3.8.1- .....	<i>Agregar todas las normas chilenas que corresponda</i>

3.8.4- ...(AASHTO T 260-84) forma parte en lo sucesivo de esta norma como si estuviera totalmente reproducido aquí.	3.8.4- ...(AASHTO T 260-84) forma parte en lo sucesivo de esta norma como si estuviera totalmente reproducido aquí. <b>Ver también NCh 1441 /1</b>												
Tabla 4.2.2 REQUISITOS PARA CONDICIONES DE EXPOSICION ESPECIALES	Tabla 4.2.2 REQUISITOS PARA CONDICIONES DE EXPOSICION ESPECIALES <b>(ver también NCh 120)</b>												
Tabla 4.3.1- REQUISITOS PARA HORMIGONES EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS	Tabla 4.3.1- REQUISITOS PARA HORMIGONES EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS <b>(Ver también NCh 163 )</b>												
Tabla 4.4.1- CONTENIDO MÁXIMO DE IONES DE CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSION	Tabla 4.4.1- CONTENIDO MÁXIMO DE IONES DE CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSION <b>(Ver también NCh 463)</b>												
5.0- Notación  f'c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa	5.0- Notación y equivalencias con <b>NCh 170 of 85</b>  <b>5.0.1- Notación ACI 318</b>  f'c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa												
5.0.2- .....	<b>5.0.2- Equivalencias con NCh 170 of 85</b>  <table border="0"> <thead> <tr> <th>f'c</th> <th>Grado del Hormigón (NCh 170) (con 10 % fracción defectuosa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>17.5</td> <td>H20</td> </tr> <tr> <td>20.0</td> <td>H25</td> </tr> <tr> <td>25.0</td> <td>H30</td> </tr> <tr> <td>30.0</td> <td>H35</td> </tr> <tr> <td>35.0</td> <td>H40</td> </tr> </tbody> </table>	f'c	Grado del Hormigón (NCh 170) (con 10 % fracción defectuosa)	17.5	H20	20.0	H25	25.0	H30	30.0	H35	35.0	H40
f'c	Grado del Hormigón (NCh 170) (con 10 % fracción defectuosa)												
17.5	H20												
20.0	H25												
25.0	H30												
30.0	H35												
35.0	H40												

5.1.4- ...para establecer un valor de $f_{ct}$ correspondiente al valor especificado de $f'_c$ .	5.1.4- ...para establecer un valor de $f_{ct}$ correspondiente al valor especificado de $f'_c$ . <b>Ver también NCh 1170</b>
5.3.2.1- ... empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la sección 5.3.1.1 o la sección 5.3.1.2.	5.3.2.1- ... empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la sección 5.3.1.1 o la sección 5.3.1.2. <b>Ver también NCh 170 of 85</b>
5.3.3.2 (d)- ...Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar $f'_c$ .	5.3.3.2 (d)- ...Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar $f'_c$ . <b>Ver también NCh 1012</b>
Tabla 5.4 Razones agua-cemento máximas permisibles para hormigón cuando no se dispone de datos de resistencia en obra o de mezclas de prueba.	Tabla 5.4 Razones agua-cemento máximas permisibles para hormigón cuando no se dispone de datos de resistencia en obra o de mezclas de prueba. (ver también NCh 170 of 85)
<p>Tabla 5.4</p> <p>Columna 1: Resistencia especificada a la compresión del hormigón, <math>f'_c</math>, MPa</p> <p style="text-align: center;">17 21 24 28 31 34</p>	<p>Tabla 5.4</p> <p>Columna 1: Resistencia especificada a la compresión del hormigón, <math>f'_c</math>, MPa *</p> <p style="text-align: center;">17 20 25 30 35</p>
<p>Tabla 5.4</p> <p>Columna 2: Hormigón sin aire incorporado</p> <p style="text-align: center;">0.67 0.58 0.51 0.44 0.38 +</p>	<p>Tabla 5.4</p> <p>Columna 2: Hormigón sin aire incorporado</p> <p style="text-align: center;"><b>0.67</b> <b>0.61</b> <b>0.50</b> <b>0.40</b> +</p>

<p>Tabla 5.4 Columna 3: Hormigón con aire incorporado</p> <p>0.54 0.46 0.40 0.34 + +</p>	<p>Tabla 5.4 Columna 3: Hormigón con aire incorporado</p> <p><b>0.54</b> <b>0.47</b> <b>0.40</b> + + +</p>
<p>Tabla 5.4 + Para resistencias mayores de 31 MPa (hormigón sin aire incorporado) y de 28 MPa (hormigón con aire incorporado)...</p>	<p>Tabla 5.4 + Para resistencias mayores de <b>30</b> MPa (hormigón sin aire incorporado) y de <b>25</b> MPa (hormigón con aire incorporado)...</p>
<p>5.6- Evaluación y aceptación del hormigón.</p>	<p>5.6- Evaluación y aceptación del hormigón. <b>Ver también NCh 1998 of 89</b></p>
<p>5.6.2.2- ...y deben ensayarse de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", (ASTM C 39).</p>	<p>5.6.2.2- ...y deben ensayarse de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", (ASTM C 39). <b>Ver también NCh 17 of 85</b></p>
<p>5.7.1 (f) ... o lo permita la autoridad pública.</p>	<p>5.7.1 (f) ... o lo permita <b>el Ingeniero constructor.</b></p>
<p>5.8.3 (c) ...mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "Specification for Ready-Mixed Concrete" (ASTM C 94).</p>	<p>5.8.3 (c) ...mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "Specification for Ready-Mixed Concrete" (ASTM C 94). <b>Ver también NCh 1789 of ...</b></p>



<p>5.10.8- Todo hormigón debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor de la armadura y de las instalaciones embebidas, y dentro de las esquinas de los moldajes.</p>	<p>5.10.8- Todo hormigón debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor de la armadura y de las instalaciones embebidas, y dentro de las esquinas de los moldajes, <b>evitando hacer vibrar las armaduras y el uso de la vibración como medio para esparcir el hormigón</b></p>
<p>6.2.1.1- ... Los datos de resistencia del hormigón deben estar basados en ensayos de cilindros curados en obra o, cuando lo apruebe la autoridad pública en otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón. Los resultados del análisis estructural y de los ensayos de resistencia del hormigón deben ponerse a disposición de la autoridad pública cuando así lo requiera.</p>	<p>6.2.1.1- ... Los datos de resistencia del hormigón deben estar basados en ensayos de cilindros curados en obra o, cuando lo apruebe <b>el Ingeniero estructural</b> en otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón. Los resultados del análisis estructural y de los ensayos de resistencia del hormigón deben ponerse a disposición del <b>Ingeniero estructural</b> cuando así lo requiera.</p>
<p>6.4- Juntas de construcción</p>	<p>6.4- Juntas de construcción. (ver también NCh 170 of 85)</p>
<p>7.6.6.1- Los grupos de barras paralelas, amarradas en paquetes para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.</p>	<p>7.6.6.1- <b>No se deben usar barras en paquetes.</b></p>
<p>7.7.4- Paquetes de barras El recubrimiento mínimo para paquetes de barras.....</p>	<p><i>Eliminar este párrafo</i></p>
<p>7.8.1.3- ...Las amarras transversales o zunchos, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de quiebre.</p>	<p>7.8.1.3- ...Las amarras transversales o zunchos, en caso de utilizarse, se deben colocar <b>en los puntos de doblado cóncavo y a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de quiebre.</b></p>

8.10.2- El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de 1/4 de la luz de la viga,...	<i>podría ser 1/3 de la distancia entre puntos de inflexión</i>
8.10.5.2- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 500 mm.	8.10.5.2- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de <b>3</b> veces el espesor de la losa ni de 500 mm.
10.6.7- ...Tal armadura puede incluirse en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de las deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.	10.6.7- ...Tal armadura puede incluirse en el cálculo de la resistencia únicamente si se <b>determinaron los esfuerzos de las barras considerando la compatibilidad de deformaciones.</b>
14.3.4- Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros subterráneos, deben tener la armadura en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:	14.3.4- Los muros con un espesor mayor que <b>150</b> mm, excepto los muros subterráneos, deben tener la armadura en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:
18.16.1- La lechada debe consistir en cemento portland y agua, o cemento portland, arena y agua.	18.16.1- La lechada debe consistir en cemento portland y agua, o cemento portland, arena y agua, <b>u otro cemento que asegure una baja retracción.</b>
18.18.2- Cuando la transferencia de la fuerza desde los extremos de la bancada al hormigón se efectúe cortando los cables de pretensado con soplete, lo puntos y la secuencia de corte deben determinarse para evitar esfuerzos temporales no deseados.	<b>18.18.2- Antes de cortar los cables de pretensado deben aliviarse las tensiones en forma continua en los extremos de la bancada para evitar esfuerzos temporales indebidos.</b>

<p>21.2.1.5- Puede permitirse un sistema estructural de hormigón armado que no satisfaga los requisitos de este capítulo, siempre que se demuestre con evidencias experimentales y análisis que el sistema propuesto tiene resistencia y tenacidad iguales o superiores a los...</p>	<p>21.2.1.5- Puede permitirse un sistema estructural de hormigón armado que no satisfaga los requisitos de este capítulo, siempre que se demuestre con evidencias experimentales y análisis que el sistema propuesto tiene resistencia y <b>ductilidad global</b> iguales o superiores a los...</p>
<p>21.2.5.1- ...(b) la razón entre la tensión última real de tracción y la tensión real de fluencia por tracción no sea menor de 1.25</p>	<p>21.2.5.1- ...(b) la razón entre la tensión última real de tracción y la tensión real de fluencia por tracción no sea menor de <b>1.33</b> (ver NCh 204)</p>
<p>21.5.4.1- ... Para hormigón con agregado liviano, la longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar de 90 grados no debe ser menor de 10db, 190 mm, ni de 1.25 veces la requerida por la ecuación (21-5)</p>	<p>21.5.4.1- ... Para hormigón con agregado liviano, la longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar de 90 grados no debe ser menor de 10db, <b>200 mm</b>, ni de 1.25 veces la requerida por la ecuación (21-5)</p>
<p>21.6.5.3- Los elementos de borde de muros estructurales se deben dimensionar para soportar todas las cargas gravitacionales mayoradas sobre el muro, incluyendo las cargas tributarias y el peso propio, así como la fuerza vertical requerida para resistir el momento volcante calculado a partir de las fuerzas mayoradas relacionadas con el efecto sísmico.</p>	<p><i>reemplazar por un artículo que especifique una armadura logitudinal mínima (ej.: <math>A_s = 1\%</math> del área de la sección que esté sometida a <math>f'c &gt; 0.1 f'c</math> dispuesta en 4 barras confinadas según se indica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3</i></p>

## ANEXO 2

### Proposición de Recubrimientos Mínimos

#### 7.7- Protección de hormigón para la armadura

##### 7.7.1- Hormigón colado en obra (no pretensado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

	Recubrimiento mínimo mm	
	Condiciones Normales	Condiciones Severas
(a) Hormigón colado contra el suelo y permanentemente expuesto a él.....	50	70
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre :		
Barras $\phi$ 18 a $\phi$ 56.....	40	50
Barras $\phi$ 16, alambre W31 o D31 y menores.....	30	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:		
Losas, muros, nervaduras:		
Barras $\phi$ 44 y $\phi$ 56.....	40	40
Barras $\phi$ 16 a $\phi$ 36.....	20	20
Barras $\phi$ 12 y menores.....	15	20
Vigas, columnas:		
Armadura principal.....	30	40
Amarras, estribos, zunchos...	20	30
Cáscaras y placas plegadas:		
Barras $\phi$ 18 y mayores.....	20	20
Barras $\phi$ 16, alambres W31 o D31 y menores.....	15	15

**7.7.2- Hormigón prefabricado (fabricado en condiciones de control de planta)**

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

	Recubrimiento mínimo mm	
	Condiciones Normales	Condiciones Severas
(a) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre		
Paneles para muros:		
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$ .....	40	40
Barras $\phi 36$ y menores.....	20	20
Otros elementos:		
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$ .....	50	50
Barras $\phi 18$ al $36$ .....	30	40
Barras $\phi 16$ , alambres W31 o D31 y menores.....	20	30
(b) Hormigón no expuesto a la acción del aire libre ni en contacto con el suelo:		
Losas, muros, nervaduras:		
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$ .....	30	30
Barras $\phi 36$ y menores.....	15	15
Vigas, columnas:		
Armadura principal.....	$d_b$ pero no menor de 15 ni mayor de 40	$d_b$ pero no menor de 15 ni mayor de 40
Amarras, estribos, y zunchos.....	10	10
Cáscaras y placas plegadas:		
Barras $\phi 18$ y mayores.....	15	15
Barras $\phi 16$ , alambres W31 o D31 y menores.....	10	10

### 7.7.3- Hormigón Pretensado

7.7.3.1- Debe darse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura pretensada y no pretensada, ductos y anclajes en los extremos, excepto en lo previsto en las secciones 7.7.3.2 y 7.7.3.3.

	Recubrimiento Mínimo mm	
	Condiciones Normales	Condiciones Severas
(a) Hormigón colado contra el suelo y permanentemente expuesto a él .....	60	70
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre: Paños de muro, losas y nervaduras.....	25	25
Otros elementos.....	40	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo: Losas, muros, nervaduras.....	20	20
Vigas, columnas: Armadura principal.....	30	40
Amarras, estribos, y zunchos.....	20	25
Cáscaras y placas plegadas: Barras $\phi 16$ , alambres W31 o D31 y menores.....	10	10
Otro tipo de armadura.....	$d_b$ pero no menor de 20	$d_b$ pero no menor de 20

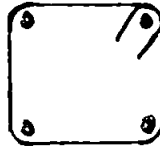
## ANEXO 3 - TERMINOLOGIA

### I.- Términos adoptados oficialmente por el comité

building official : autoridad pública  
cross tie : traba



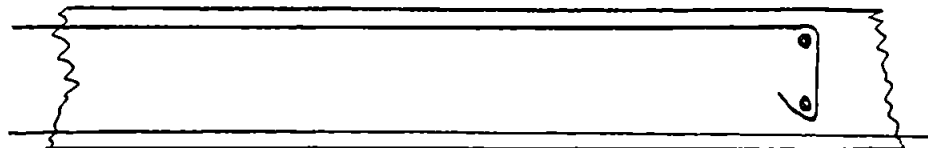
dead load : carga permanente  
deflexion : deformación  
depth of slab : altura de la losa  
drop panel : abaco  
factored : mayorado  
hook : gancho  
hoop : cerco



live load : sobrecarga  
middle strip : franja intermedia  
post-tensioning : postesado  
prestressing (general) : pretensado  
pretensioning : Pretensado  
reinforcement : armadura  
spirals : zunchos  
stirrups : estribos



tie : amarra  
tie hook : gancho de amarra



## II.- Otros términos usados en la traducción

all-lightweight concrete	: hormigón liviano en todos sus componentes
bar mats	: mallas de refuerzo
brackets	: ménsula
capitals	: capiteles
cast	: hormigonado, moldeado, colado, vaciado
deep flexural members	: elementos de gran altura
development length	: longitud de desarrollo
dowel	: barra de traspaso
ducts	: ductos
effect of haunches	: efecto de acartelamiento
effective depth (d)	: altura útil
embedment	: embebido
fillets	: chaflanes
fly ash	: ceniza volante
force	: fuerza(externa), esfuerzo (interno)
general building code	: ordenanza general de construcción
girder	: viga principal
gross area	: área total
haunches	: cartelas
joist construction	: losas nervadas
lap splice	: traslapes
lateral reinforcement	: armadura transversal
lift-slabs	: losas izadas
load	: carga
panel	: losa
pedestal	: dado
ratio	: razón
requirements	: requisitos
ribbed slabs	: losas nervadas
ribs	: nervaduras
sand-lightweight concrete	: hormigón liviano con arena de peso normal
shear head	: conector de corte
span	: vano, luz
spandrel beam	: viga de borde
specified compressive strength	: resistencia especificada a la compresión
specified yield strength	: tensión de fluencia especificada
splice	: empalme
standard hooks	: gancho normal



## Otros términos usados en la traducción /(cont...)

strand	: torón
strength design method	: método de diseño por resistencia
stresses	: tensiones
tendons	: cables
tensioned	: tesado
tensioning	: tesar
welded deformed wire fabric	: mallas electrosoldadas de alambre con resaltes
welded plain wire fabric	: mallas electrosoldadas de alambre liso
welded splices	: empalmes soldados
width of face	: ancho de la cara
wire fabric	: malla de alambre

## III.-Nuevas definiciones propuestas

building official	: director de obras municipales; responsable de que se cumplan las normas
engineer	: ingeniero civil titulado con más de 5 años de experiencia; responsable de la ejecución de la obra.
structural engineer	: ingeniero civil estructural titulado; responsable del diseño estructural.