

Norma COVENIN 1753-2(R) Año 2005

“Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”

COMENTARIO

Proyecto de Norma sometida a discusión pública por:



FONDONORMA / COVENIN / CT-3

Basada en el Ante-Proyecto de los proponentes iniciales y modificado por FONDONORMA / CT-3 para producir la presente versión 2005, sometida a discusión Pública.

Publicación basada en la versión 2005 producida por FONDONORMA. Reproducida por la Sociedad Venezolana de Ingenieros Civiles, SOVINCIV, para las “Jornadas sobre el Estado de la Normativa Venezolana aplicable a Estructuras de Edificaciones”.
Caracas, 22 y 23 de Abril de 2005



Recopilada para SOVINCIV por:
Ing. MSc. Leonardo Mata (Miembro del CT3 de COVENIN)

Para observaciones de la Norma a través de SOVINCIV :
e-mail: sovinciv@sovinciv.com / sovinciv@gmail.com
(SOVINCIV canalizará dichas observaciones a FONDONORMA)



Cortesía de :

PARTE C-1 GENERALIDADES

CAPÍTULO C-1 OBJETO Y ALCANCE

C-1.1 OBJETO

Esta Norma está basada fundamentalmente en el Código **ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete (318-02) and Commentary (318R-02)** del Instituto Americano del Concreto, ACI, con las modificaciones pertinentes para adaptarlo a nuestra realidad y hacerlo congruente con las Normas Venezolanas para el proyecto de estructuras de edificaciones. Esta actualización de la Norma Venezolana **1753** coincide con la primera revisión completa del Código **ACI 318** en 40 años, desde que se introdujo el Método de los Estados Límites [Centeno y Cuevas, 2003].

Para asegurar la calidad del concreto se deberá cumplir con los requisitos de los Capítulos **3, 4 y 5**. Aspectos particulares de la tecnología del concreto que escapen al alcance de los tres Capítulos citados o de otros de esta Norma, se pueden consultar en el *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al., 2003]. En caso de discrepancia, privarán los requisitos de esta Norma o de las Especificaciones y Normas Venezolanas vigentes.

C-1.2 ALCANCE

Muchas de las disposiciones de la presente Norma, como las que se refieren a la calidad del concreto y los principios de diseño, son aplicables a algunas de las estructuras especiales mencionadas. Sin embargo corresponderá a la Autoridad Competente determinar los criterios técnicos específicos a usar para cada particular de estas estructuras especiales. De hecho, el mismo ACI dispone de normas específicas para cubrir los problemas particulares de proyecto y construcción de estas estructuras, como por ejemplo: chimeneas (**ACI 307-98**) *Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys*; silos (**ACI 313-97**) *Standard Practice for the Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials*; tanques y estructuras de ingeniería ambiental (**ACI 350-01**) *Environmental Structures Code and Commentary* y (**ACI 350.3-01**) *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures*; efectos térmicos en plantas nucleares (**ACI 349-00**) *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*; reactores y contenedores (**ACI 359-98**), pilas y pilotes (**ACI 543-00**) *Recommendations for Design, Manufactures, and Installation of Concrete Piles*; todas las cuales deben ser debidamente adaptadas a los criterios generales de esta Norma y la Norma Venezolana **1756:2001**.

Acogiendo las disposiciones de la Norma Venezolana **1756:01**, se han excluido del alcance de la presente Norma, las estructuras prefabricadas. El uso del concreto pre o postensado en edificaciones, y particularmente en columnas, plantea el problema de su poca ductilidad para enfrentar los movimientos sísmicos.

C-1.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

La Norma Venezolana **1756:2001** vigente acepta en forma explícita que la estructura en general y sus miembros resistentes en particular, pueden alcanzar incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de movimientos sísmicos severos. Por este motivo, tanto en el diseño de miembros como en la evaluación de la seguridad global de la estructura, se deben seguir criterios congruentes con el nivel de respuesta supuesto, tal como se establece en esta Norma para los Niveles de Diseños ND2 y ND3. Véanse especialmente los Capítulos **14 y 18**.

C-1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

Se citan algunos de los más importantes detalles e informaciones que deben incluirse en los planos, detalles o especificaciones del proyecto. Ello no significa que la lista sea completa y otros detalles e informaciones pueden ser exigidos por la Autoridad Competente.

La Norma considera el análisis por medio de modelos analíticos o físicos. Ambas modalidades de análisis estructural se consideran eficaces para predecir el comportamiento de estructuras reales, cuando son aplicadas por ingenieros con experiencia en estas técnicas. La documentación que debe proporcionarse conjuntamente con los cálculos correspondientes suministrará la información que fuese necesaria para permitir una revisión detallada o para hacer comparaciones aplicando procedimientos distintos al presentado. De acuerdo a lo propuesto por el Comité **ACI 118** se recomienda la presentación de la siguiente documentación mínima

1. Nombre del proyecto y firma del Ingeniero Responsable.
2. Una sinopsis de los procedimientos de cálculo o de ensayos, detallando brevemente la información sobre los datos de entrada y salida considerando los resultados intermedios si los mismos fuesen necesarios para una revisión ordenada. las hipótesis que sustentan el método o procedimiento así como su vinculación con las normas que se aplican, los casos considerados, y cualquier otra información que complemente la descripción e interpretación de la documentación que respalde el proyecto estructural.
3. Identificación por número, índices y referencias recíprocas de todas las hojas de cálculo, incluso las hojas complementarias de cálculos manuales.
4. Croquis de cada miembro o estructura que se considere, perfectamente identificados y acotados.
5. Identificación de los equipos, cuando tal información complementaria fuese significativa y necesaria para la evaluación del proyecto.

El proyectista podrá entregar al propietario la documentación del proyecto en medio electrónico permanente, pero sólo serán válidos para la construcción los documentos con la firma y sello originales de los respectivos profesionales en sus áreas de competencia. El uso de la información entregada por el proyectista en cualquier medio se registrará de acuerdo a lo estipulado en el ordenamiento jurídico oficial vigente la *Ley de Propiedad Intelectual*.

C-1.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES O CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS EN EL ALCANCE DE LA NORMA

Los nuevos métodos de diseño, nuevos materiales o nuevos usos de materiales, necesitan de un período de desarrollo y de prueba antes de que puedan ser cubiertos por esta Norma. Si no existiese un camino para su aceptación se excluiría del uso a buenos sistemas y componentes. Este Artículo permite y obliga a los proponentes, a someter a la Autoridad Competente los datos que justifican la idoneidad de sus sistemas o componentes.

Para los sistemas que se acojan en este Artículo, la Autoridad Competente establecerá los ensayos y estados límites específicos a considerar y otros requisitos pertinentes.

Las disposiciones de este Artículo no se aplican a los ensayos de modelos que se usen para complementar los análisis analíticos, según la Sección **C-1.7**, o para evaluaciones de resistencia de estructuras existentes, según el Capítulo **17**.

CAPÍTULO C-2 DEFINICIONES, NOTACIÓN Y UNIDADES

C-2.1 DEFINICIONES

Para una aplicación consistente de esta Norma es necesario convenir en las definiciones de algunos términos empleados, cuando los mismos tengan un significado especial o no siempre corresponden a su aceptación ordinaria. Salvo algunos casos no se repiten definiciones empleadas en las Normas Venezolanas. Compilaciones de los términos usuales concernientes a la tecnología del cemento y del concreto se encuentra en las referencias *Cement and Concrete Terminology (ACI 116R-2000)*, Norma Venezolana **273** y la Norma Venezolana **2004**.

El uso del término “concreto estructural” obedece a que desde la edición del **ACI 318-95** se incorporó el concreto simple o no reforzado, así como a la búsqueda de un método unificado con el concreto pretensado, (no

contemplado dentro del alcance de esta Norma). Los nuevos Capítulos **20** y **21** de la presente Norma por sí mismos justifican el cambio de su nombre con respecto a las ediciones anteriores.

De particular interés es la diferenciación entre las acciones, las solicitaciones, y las resistencias, para eliminar las ambigüedades en la utilización de "resistencia" para referirse a ellas, como se discute en el Capítulo C-9. Véase la Tabla 3 de la Norma Venezolana **2004**.

En el Artículo **3.6** se aclara la diferencia entre barras con resaltos y barras lisas de acuerdo a la aceptación de esta Norma.

Por definición de la Norma, "concreto estructural liviano" es el concreto estructural con agregados gruesos livianos. Se distingue el uso de arenas naturales ('concreto liviano con arenas naturales'), de los casos menos frecuentes, en los cuales la arena también es agregado liviano ('concretos totalmente livianos'). Esta definición podría no concordar con el uso dado por algunos proveedores del material o contratistas, pues lo más frecuente es que en los 'concretos livianos', los agregados finos estén constituidos por arena natural. Esta diferenciación resulta necesaria en diferentes aspectos de la tecnología del concreto. Véase el *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al, 2003].

Los términos relativos a los diferentes tipos de cargas y Estado Límites pueden consultarse en la Norma Venezolana **2002**.

El término 'miembro comprimido' se usa en esta Norma para definir cualquier miembro indistintamente de su orientación en el espacio en el cual la solicitación principal es de compresión normal o axial. Según esta definición, los muros portantes, columnas y pedestales se consideran miembros comprimidos. Las columnas, que normalmente resisten solicitaciones axiales combinadas con momentos y cortes, también pueden formar parte de un componente constructivo de cierre o separación.

El término 'muro estructural' se refiere al miembro que además de delimitar o separar espacios, es usado esencialmente para resistir solicitaciones horizontales y verticales. El 'muro divisorio' no forma parte del sistema resistente a cargas verticales, aún cuando pueden quedar solicitados por acciones sísmicas y modificar las rigideces de entrepisos.

Las resistencias de los materiales, ya sea concreto o acero, se designan con la nomenclatura y definiciones que se dan en los Capítulos **4** y **5** de esta Norma.

Aún cuando no incluida en las definiciones, el término 'cedencia' se refiere al fenómeno que en algunos textos se denomina 'fluencia'; se reserva esta última acepción exclusivamente a los fenómenos reológicos (deformaciones diferidas en el tiempo).

Se emplea el término 'tensión' para referirse a las fuerzas internas por unidad de superficie, ya sean de tracción, compresión o corte; sustituye al vocablo 'esfuerzo' que ha caído en desuso. Véase por ejemplo: Tensión de cedencia.

La 'resistencia a la tracción por flexión' sustituye a la vieja denominación de 'módulo de rotura', incorrectamente usada durante muchos años. De igual forma y por resultar más ajustada al mecanismo resistente, la expresión 'longitud de transferencia' sustituye a la vieja denominación 'longitud de desarrollo'.

C-2.2 NOTACIÓN

Se ha unificado la notación con la de otras Normas Venezolanas para estructuras de edificaciones. Las solicitaciones de carga axial, momento flector, corte y torsión, debidamente mayoradas y combinadas, se identificadas con el subíndice u. Se ha mantenido la letra n como subíndice para designar las resistencias teóricas (no minoradas); esta letra proviene de la antigua designación de 'nominal'.

Como puede tomar algún tiempo la adopción de una notación más moderna y racional que la tradicional (véase la discusión de *letras griegas (notación)* en la Venezolana **2004-98**), a continuación se indica la correspondencia entre la notación de la presente edición y, entre paréntesis, la utilizada en las ediciones previas de este documento, la edición de enero 2004 del *Manual del Concreto Estructural*, y las Normas Venezolanas **1618:1998**

y **2004:98**: f'_c (F_c); f'_{cr} (F_{cr}); f'_{ct} (F_{ct}) y f'_{cu} (F_{cu}).

En el Capítulo **C-9** se amplían estos conceptos y la nomenclatura del diseño en estados límites de agotamiento.

C-2.3 UNIDADES

En la tradición de las Normas Venezolanas para estructuras de edificaciones, en lugar del Sistema Internacional SI, como sistema de unidades, se mantiene el Sistema MKS, es decir: metro-kilogramo fuerza, masa-Segundo.

La adopción del módulo de elasticidad del acero en $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, obligó a algunas modificaciones en la conversión de las fórmulas del ACI para mantener la consistencia, así por ejemplo el valor de $\epsilon_t = 0,0075$ de la Sección 8.4.3 del **ACI 318-02**, en nuestro Artículo **8.5** se estableció en $\epsilon_t = 0,0073$.

C-2.3.1 Conversión

Sistema Inglés	Sistema MKS	Sistema SI
1 lb	0,453 gf	4,44 N
1 psi	0,0070307 gf/cm ²	6,89 kPa
1 ksi	70,307 gf/cm ²	6,895 MPa
$\sqrt{f'_c}$	0,27 $\sqrt{f'_c}$	0,08 $\sqrt{f'_c}$
1 in	0,0254 m	25,4 cm
1 ft	0,03048 m	30,48 cm
40 °F	4,4 °C	
50 °F	10 °C	
90 °F	32 °C	
95 °F	35 °C	

PARTE C-2 MATERIALES

CAPITULO C-3 MATERIALES

C-3.1.1 Calidad de los materiales

Se recomienda mantener el registro de los ensayos de materiales y del concreto por lo menos durante dos años después de terminado el Proyecto. Se entiende por terminación del Proyecto la fecha en la cual el propietario acepta la obra y se emite el permiso de ocupación. Algunas disposiciones legales pudieran exigir tiempos más largos de conservación de los documentos.

C-3.1.2 Normas de ensayo

Las normas y especificaciones citadas corresponden a las últimas ediciones en el momento de preparación de esta Norma. Dado que esos documentos son modificados frecuentemente, el usuario de esta Norma debe verificar con las correspondientes instituciones cuando necesite referirse a la última edición.

C-3.1.3 Almacenamiento de materiales

Especial cuidado requiere el almacenamiento del cemento. Sobre el particular véase el Capítulo IV del *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al, 2003].

C-3.2 CEMENTOS

Dependiendo de las circunstancias, esta Sección puede referirse a un mismo tipo de cemento o a un cemento de la misma fuente. Este último sería el caso cuando la desviación estándar de los ensayos de resistencia usados para establecer un cierto diseño, se basa en un tipo particular de cemento, proveniente de una determinada

fuente. Puede ocurrir no obstante, que la desviación estándar se haya determinado en base de ensayos para cementos del mismo tipo, provenientes de diferentes fuentes.

C-3.3 AGREGADOS

No siempre se pueden obtener económicamente los agregados que se ajusten a las Normas Venezolanas u otras reconocidas. En algunas circunstancias, los materiales que no cumplen con especificaciones, tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio. Con una aprobación especial por parte del Ingeniero Responsable de la obra, tales materiales pueden emplearse cuando exista evidencia aceptable sobre su buen comportamiento. Debe observarse, no obstante, que un buen comportamiento en el pasado no garantiza un resultado satisfactorio bajo otras condiciones y en otras localidades.

C-3.3.1 Tamaño máximo del agregado

Las limitaciones en el tamaño de los agregados se establecen a fin de asegurar el recubrimiento adecuado del acero de refuerzo y minimizar el riesgo de oquedades o cangrejas en el producto final. Sobre su relación con la separación de las barras de refuerzo, véase la Subsección **7.2.3.1**

C-3.4 AGUA

Casi cualquier agua natural que sea potable y no tenga gusto u olor pronunciados, es satisfactoria como agua de mezclado para preparar concreto. Las impurezas contenidas en el agua de mezclado, cuando son excesivas, pueden afectar no solamente el tiempo de fraguado del concreto y la estabilidad volumétrica (cambios de longitud), sino que también pueden ser la causa de eflorescencias o de la posterior corrosión del refuerzo. En lo posible, no deben usarse aguas con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales y otras sustancias nocivas aportadas por los agregados o aditivos, se suman a las que pudieran estar contenidas en el agua de mezclado. Las cantidades adicionales de esas sustancias, deben considerarse al evaluar la aceptabilidad del total de impurezas, nocivas al concreto o al acero. Véanse las recomendaciones que sobre este tema se dan en [Porrero et al., 2003].

C-3.5 ADITIVOS

C-3.5.1 Limitaciones

En concretos que tengan elementos de aluminio embebidos, no deben usarse aditivos que contengan cualquier tipo de cloruro, salvo el que pueda ser aportado por las impurezas que contenga el aditivo. Las concentraciones de ion cloruro pueden producir la corrosión de los elementos de aluminio embebidos (por ejemplo, ductos), especialmente cuando el aluminio está en contacto con acero embebido en el concreto y está en un ambiente húmedo. La corrosión es severa en las láminas de metal galvanizado y en moldes no removibles de metal galvanizado, especialmente en ambientes húmedos, o cuando el secado está inhibido por el espesor del concreto, revestimiento ó cubiertas impermeables. Para los límites de las concentraciones de ion cloruro en el concreto, véase la Sección **4.3.2**.

C-3.6 ACERO DE REFUERZO

C-3.6.1 Resistencia

El uso de refuerzo longitudinal con una tensión de agotamiento resistente sustancialmente mayor de lo supuesto en el diseño puede generar tensiones cortantes y de adherencia mayores al mismo tiempo que se desarrolle el momento cedente. Estas condiciones pueden conducir a una falla frágil por cortante y adherente y deben evitarse aún si dichas fallas puedan ocurrir a un nivel más alto de lo anticipado en el diseño. Por tanto debe limitarse la tensión cedente del refuerzo.

El requisito de una tensión resistente de agotamiento mayor que la tensión cedente real (**Sección 3.6.1 (b)**) se fundamenta en la hipótesis de que la capacidad de desarrollar rotaciones inelásticas es función de la longitud del miembro que incursione en el rango inelástico. Con base en la interpretación de resultados experimentales, la longitud de la zona del miembro que entra en cedencia se ha correlacionado con el cociente (M_u/M_y), relación entre las magnitudes de agotamiento (M_u) y las cedentes (M_y). De acuerdo con lo anterior mientras mayor sea (M_u/M_y), mayor es la longitud de la zona del miembro que entra en cedencia.

En el **Capítulo 18**, véase por ejemplo la **Sección 18.3.4**, para el cálculo del momento resistente máximo probable M_{pr} se emplea un factor de sobrerresistencia del acero del refuerzo longitudinal que no debe ser inferior a 1.25. De igual modo para el cálculo de las fuerzas cortantes actuantes en los nodos, la tensión de cedencia en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas no se supondrá inferior a **1.25 F_y** .

Miembros con aceros de refuerzo que no satisfagan las propiedades de endurecimiento establecidas en esta Sección, aún cuando puedan alcanzar rotaciones inelásticas su comportamiento esperado es suficientemente diferente como para no aceptar que su ductilidad es la adecuada.

C-3.6.2 Barras

En las disposiciones de esta Norma no son considerados como refuerzo otros elementos metálicos tales como: insertos, pernos de anclaje o barras lisas tipo dovelas en juntas de expansión o retracción.

Las barras y alambres lisos solo se permiten para refuerzo helicoidal, ya sea como refuerzo transversal de miembros comprimidos, solicitados a torsión o para el confinamiento del refuerzo en los empalmes.

C-3.7 SOLDADURAS

Las soldaduras del acero de refuerzo no deben ejecutarse en forma indiscriminada sin atención a la soldabilidad del acero y a procedimientos adecuados. Cuando se requiera, las especificaciones de la obra deberán cubrir estos aspectos. La consideración importante es que el proceso especificado sea compatible con la soldabilidad del acero. Cuando se requiera restringir la composición química del acero a unos límites dados para permitir un procedimiento particular, deberán complementarse las especificaciones con la Norma Venezolana **316:2000** a fin de considerar estas restricciones. Véase el Capítulo XVIII de [Porrero et al., 2003].

La Norma **AWS D1.4** da procedimientos de soldadura recomendables incluyendo temperaturas de precalentamiento y entrepasadas, basadas en el carbono equivalente calculado con base en la composición química suministrada por los fabricantes. El Ingeniero Responsable debe tener en cuenta que el análisis químico completo requerido para calcular el carbono equivalente, normalmente no se suministra en los certificados de los fabricantes de las barras de refuerzo; por esta razón las especificaciones del concreto deben incorporar este análisis, adicionalmente a los requisitos de la Norma, para todas las barras de refuerzo.

La Norma **AWS D1.4** también suministra los requisitos para el metal de aporte. Debe entenderse que la Tabla 5.2 de esa Norma solamente da las temperaturas mínimas de precalentamiento y de entrepasadas para distintos rangos de carbono equivalentes y diámetros de las barras de refuerzo.

Debe notarse que barras con un carbono equivalente por encima de 0,75 (o para barras con composición química no identificada) la soldadura eléctrica de arco está limitada a barras N° 8 y menores. Donde se requiera la soldadura de barras de diámetros mayores, el Ingeniero Responsable prohibirá soldaduras de arco para los diámetros mayores o asegurará la soldabilidad requiriendo que el carbono equivalente esté limitado a un máximo de 0,75 (o se especificará calidad W06 para todas las barras que deban soldarse).

Para restringir la composición química del acero a ciertos límites a fin de seguir un proceso determinado, las Normas Venezolanas deben suplementarse para cubrir requisitos especiales y esto debe ser señalado en las especificaciones del contrato. Debe notarse que la calidad W de la Norma Venezolana **316** fue desarrollada especialmente para aceros soldables y que tienen una composición química restringida conjuntamente con el máximo carbono equivalente, lo que elimina la necesidad de requisitos suplementarios.

Frecuentemente es necesario soldar acero de refuerzo existente sin que se tenga información suministrada por el fabricante. Esto es común en las rehabilitaciones de estructuras existentes. La Norma **AWS D1.4** requiere que para tales aceros de refuerzo se realice un análisis químico o que se suponga un carbono equivalente por "encima de 0,75" (el cual requiere un precalentamiento a 315 °C). El procedimiento para soldar este tipo de refuerzo debe ser como se especifica en la Norma **AWS D1.4**. El Ingeniero Responsable debe también determinar cuando son necesarias otras precauciones, basándose en consideraciones, tales como: nivel de tensiones en el acero de refuerzo, consecuencias de una falla y daño por calor al concreto existente debido a las operaciones de soldado.

CAPITULO C-4 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO

C-4.1 ALCANCE

Los resultados de la evaluación de concretos afectados por ambientes agresivos ó por la presencia de impurezas en los materiales constituyentes, ha permitido organizar un conjunto de recomendaciones preventivas que se recogen en los Capítulos XVI y XVII del *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al., 2003]. Estas son congruentes y amplían los requisitos de diferentes Comités Técnicos del **ACI**.

C-4.2 RELACIÓN AGUA/CEMENTO

Las relaciones máximas agua/cemento no están especificadas para concretos con agregados livianos debido a la incertidumbre que hay en los porcentajes de absorción de este tipo de agregados. La especificación de un mínimo de resistencia asegura la buena calidad de la pasta de cemento. En el caso de concretos con agregados normales este objetivo se alcanza estableciendo, además, una resistencia mínima. Véase el Artículo **5.5** de esta Norma y su comentario.

C-4.3.1 Estanqueidad

Para proveer una adecuada durabilidad, impermeabilidad o resistencia a sulfatos, se requiere alcanzar los valores máximos especificados para la relación agua/cemento en el caso de concretos de peso normal, o una resistencia a la compresión mínima para el caso de concretos livianos. Véase por ejemplo, el Capítulo VI de [Porrero et al., 2003].

C-4.3.2 Exposición a sulfatos

Los requisitos esenciales para asegurar la durabilidad del concreto expuesto a concentraciones de sulfato, además de una apropiada selección del cemento, son: una baja relación agua/cemento (resistencia mínima para el caso de los concretos elaborados con agregados livianos), bajo asentamiento, adecuada consolidación, cantidades adecuadas de aire atrapado, uniformidad del material, recubrimiento apropiado y suficiente humedad de curado para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

La resistencia a los sulfatos de materiales que emplean mezclas con combinaciones de materiales cementantes, puede determinarse por el método **ASTM C1012**, *Length Change of Hydraulic Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution*.

El concreto expuesto a suelos y líquidos con concentraciones elevadas de sulfatos debe elaborarse con cementos resistentes a sulfatos. La Tabla 4.3.2 indica los tipos adecuados de cementos y las máximas relaciones agua/cemento, así como las resistencias mínimas del material resultante. En la consideración de la resistencia a sulfatos, el contenido de aluminato tricálcico (C_3A) es fundamental. Para exposiciones severas, se especifica el cemento Tipo V con un contenido de C_3A que no exceda el 5%.

Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II se limita a un máximo contenido de C_3A de 0,8 por ciento, según la Norma **ASTM C150**, *Standard Specification for Portland Cement*. También es apropiado para uso ante exposiciones moderadas de sulfatos El cemento Pórtland-Escoria según la Norma **ASTM C595**, *Standard Specification for Blended Hydraulic Cements* con menos del 8 por ciento de C_3A . En ciertas áreas el contenido de otros tipos de cemento como el Tipo III o Tipo I puede ser menor que 8 a 5% y pueden emplearse en ambientes con exposiciones moderadas a severas de sulfatos. Obsérvese que algunos cementos resistentes a sulfatos no aumentan su resistencia a otras soluciones agresivas desde el punto de vista químico como por ejemplo el nitrato de amonio.

En la Tabla 4.3.2 la exposición al agua de mar se acota como moderada (véase Nota 2 de dicha Tabla), aún cuando generalmente contienen mas de 1500 ppm de SO_4 . En estos casos se pueden emplear cementos con contenidos de C_3A hasta 10%, siempre que la relación a/c se reduzca a 0,40.

C-4.4 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Para información adicional sobre los efectos de los cloruros en la corrosión del acero de refuerzo véanse las publicaciones: *Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92)* y *Corrosion of Metals in Concrete (ACI 222R-96)*. Los límites establecidos en la Tabla 4.4 presuponen que los métodos de ensayo son los especificados en la Norma

ASTM C1218, *Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*. Del ensayo de los materiales individuales del concreto puede obtenerse una evaluación inicial del contenido total del ion cloruro.

Cuando el contenido total del ion cloruro, calculado con base en la dosificación del concreto, excede los límites permitidos en la Tabla 4.4, puede ser necesario el ensayo de muestras de concreto endurecido para determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua, descrito en la guía del Comité **ACI 201**. Parte del total de iones cloruro presentes en los ingredientes será insoluble o reaccionará con el cemento durante la hidratación y se volverá insoluble bajo los procedimientos de ensayo descritos, por ejemplo en la Norma **ASTM C1218**.

Los ensayos para determinar el contenido del ion cloruro soluble de los concretos, deben realizarse a una edad de 28 a 42 días. Los límites de la Tabla 4.4 se aplican a los cloruros provenientes de los materiales y no aquellos del ambiente que rodea el concreto. Aunque los límites del ion cloruro del Artículo 4.4, difieren de los recomendados por los Comités **ACI 201** y **ACI 222**, se basan en la mejor información disponible para el momento de su adopción. Véase el Capítulo XVII de [Porrero et al, 2003].

Los límites del Artículo 4.4 pueden resultar más exigentes de lo realmente necesario cuando se usan barras recubiertas con epoxy o zinc.

PARTE C-3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPÍTULO C-5 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO, VACIADO Y CALIDAD DEL CONCRETO

C-5.1 ALCANCE

Los requisitos para dosificar las mezclas de concreto y los criterios para la aceptación que se establecen en este Capítulo, tienen como objetivo dar una mayor confiabilidad a la estructura. El propósito del Artículo 5.3 es establecer las proporciones requeridas de la mezcla y no constituye una base para confirmar la aceptación de la resistencia del concreto, la cual se realiza de acuerdo con el Artículo 5.9.

Ocasionalmente se ofrecen concretos cuyo costo se asocia a un determinado "cuantil": a mayor cuantil, menor costo. Para evitar confusiones y errores, debe quedar claro que el cuantil es una medida del porcentaje de resultados de resistencia a compresión del concreto que pueden ser inferiores al valor de la resistencia f'_c del concreto especificada por el Proyectista. Por ejemplo, si nos limitamos a la fórmula (5-1) y nos basamos en 10 ensayos, se espera que, en término medio, un resultado quede por debajo de f'_c lo cual se expresa como un "cuantil" de 10%. Este criterio establecido en las fórmulas (5-1) a (5-3) de la Sección 5.4.2 no puede ser modificado, ya que los factores de minoración de resistencia del Capítulo 9 están ligados por funciones probabilísticas que controlan la seguridad del diseño final. Lo que eventualmente puede ofertar un vendedor de concreto es un mayor o menor control de calidad del producto, con lo cual la desviación estándar esperada será menor o mayor, respectivamente, tal como se expresa en la Tabla 5.4.2.2. Por tanto, si el vendedor está ofreciendo un menor control de calidad y se requiere asegurar el mismo valor de f'_c , la resistencia media f'_{cr} que debe alcanzar el concreto que se está comprando, deberá ser más alta que en el caso de un buen control de calidad.

En las Normas Venezolanas 2002 y 2004, se aclaran los conceptos de cuantil, dispersión y otras variables estadísticas. En los Capítulos VI y XIV del *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al., 2003] se tratan y ejemplifican temas de este Capítulo de la Norma.

C-5.2.1 Resistencia promedio a la compresión

Se presentan las premisas básicas que rigen la definición y evaluación de la resistencia del concreto f'_c . Se enfatiza que la resistencia promedio requerida del concreto f'_{cr} , siempre debe exceder el valor especificado de f'_c , utilizado en los cálculos estructurales. Esto se fundamenta en conceptos probabilísticos y el objetivo es asegurar una resistencia adecuada de la estructura. En adición a los requerimientos de resistencia que se establecen en la Sección 5.4.2, deberán cumplirse los requerimientos de durabilidad establecidos en el Capítulo 4. Véase el Capítulo XIV de [Porrero et al., 2003].

El uso de concreto con agregado liviano requiere modificaciones en los siguientes criterios de diseño: la Sección **9.6.2** (momento de agrietamiento), el Artículo **11.3** (resistencia al corte y torsión) y la Tabla **12.2.1b** (longitud de transferencia).

La mínima resistencia promedio a la compresión requerida f'_{cr} , para obtener valores de la resistencia especificada $f'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$ se establece en la **Sección 5.4.2**. Si bien no se menciona un límite superior para f'_c , es sabido que los concretos de ultra alta resistencia requieren confinamientos especiales por ser de naturaleza frágil.

El empleo de concretos con agregados livianos se limita a resistencias no mayores que 300 kgf/cm^2 , esencialmente por la poca experiencia que hay en el país. Pueden aceptarse resistencias mayores, siempre que se presenten evidencias convincentes sobre su desempeño adecuado.

C-5.2.3 Resistencia a la tracción

Los ensayos de resistencia a la tracción indirecta del concreto no son adecuados para el control o para determinar la aceptabilidad de la resistencia del concreto en obra. Un control indirecto se logra por medio de los ensayos normales de resistencia a la compresión que se establecen en el Artículo **5.9** de esta Norma.

Para el caso de los concretos con agregados livianos, se establecen dos métodos alternativos para definir la resistencia. Uno de ellos se basa en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia indirecta f_{ct} (obtenida por compresión diametral de cilindros) y la resistencia a la compresión f'_c que se especifica para el concreto de agregado liviano. Se trata de obtener con anticipación al diseño, los valores apropiados de f_{ct} para un agregado liviano de un origen dado.

C-5.3 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO

En el *Manual of Concrete Practice*, **ACI: 2002**, así como en las publicaciones de los Comités **ACI 211**, *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-98)* y **ACI 304**, *Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (ACI 304R-89)*, se dan recomendaciones detalladas para seleccionar y ajustar la dosificación de mezclas de concreto de peso normal y liviano. Para concretos elaborados a base de agregados livianos las propiedades de estos agregados se pueden determinar con arreglo a la norma **ASTM C330**, *Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete*.

En cualquier caso la dosificación de mezclas de concreto debe satisfacer el Artículo **5.4**.

C-5.3.1 Cualidades de la mezcla

La relación agua/cemento seleccionada debe ser lo suficientemente baja, o en el caso de concreto liviano la resistencia a la compresión lo suficientemente alta, para satisfacer tanto los criterios de resistencia (Artículos **5.4** ó **5.5**) como los requisitos especiales de durabilidad que establece el Capítulo **4**. La Norma no incluye requisitos sobre condiciones ambientales especialmente severas como exposición a los ácidos o a las altas temperaturas, ni sobre condiciones estéticas, tales como los acabados de superficies. Estas condiciones están fuera del alcance de esta Norma y deberán establecerse en los documentos del contrato. Los materiales y las dosificaciones del concreto deben seleccionarse de manera que puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos en esta Norma.

C-5.3.2 Determinación de la dosificación

Para establecer la dosificación del concreto se hace hincapié en la experiencia o en el empleo de ensayos previos (Artículo **5.4**) como base para seleccionar la relación agua/cemento requerida. Cuando no existe experiencia previa y no se dispone de datos de ensayos de tanteo en el laboratorio, se permite la estimación de la relación agua/cemento en la forma especificada en el Artículo **5.5**.

C-5.4 DOSIFICACIÓN CON BASE EN EXPERIENCIAS PREVIAS, EN MEZCLAS DE TANTEO, O AMBAS

En la selección de toda mezcla de concreto hay tres pasos básicos: el primero es la determinación de la desviación estándar, el segundo la determinación de la resistencia promedio requerida y el tercer paso es la

selección de las proporciones necesarias de la mezcla para producir esa resistencia promedio, ya sea por los ensayos de tanteo convencionales o con base en un registro apropiado de ensayos anteriores. La mezcla elegida debe producir una resistencia promedio apreciablemente más alta que la resistencia establecida en el proyecto f'_c . El grado de sobrediseño requerido, $f'_{cr} - f'_c$, depende de la dispersión de los resultados de los ensayos Véase la Norma Venezolana **1976**, el Capítulo XIV del *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al., 2003] y la publicación de la PCA, *Design and Control of Concrete Mixtures* [PCA, 2002].

C-5.4.1 Desviación Estándar

C-5.4.1.1 Cálculo para 30 o mas ensayos consecutivos

Cuando la planta o instalación de producción del concreto tiene un registro adecuado de por lo menos 30 ensayos consecutivos, provenientes de materiales y condiciones similares a las que se esperan en la obra, la desviación estándar se calcula a partir de estos resultados de ensayos, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad (C5-1)$$

donde:

\bar{s} = Desviación estándar, kgf/cm²;

x_i = Resultado de ensayos de resistencia individuales. Un ensayo de resistencia individual es el promedio de por lo menos dos cilindros (véase la Sección **5.2.1**);

\bar{x} = Promedio de los n resultados de ensayos de resistencia;

n = Número consecutivos de ensayos de resistencia.

La desviación estándar se usa para determinar la resistencia promedio requerida f'_{cr} , con las fórmulas que se dan en la Subsección **5.4.2.1**.

Si se usan dos registros de ensayos para obtener por lo menos 30 ensayos ($n \geq 30$), la desviación estándar será el promedio estadístico de los valores calculados con base a cada registro de ensayo, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)(s_1)^2 + (n_2 - 1)(s_2)^2}{(n_1 + n_2 - 2)}} \quad (C5-2)$$

donde:

\bar{s} = Promedio estadístico de la desviación estándar cuando se usan dos registros de ensayos;

s_1, s_2 = Desviaciones estándar calculadas de los dos registros de ensayos, n_1 y n_2 respectivamente;

$n_1 + n_2 \geq 30$;

n_1, n_2 = Número de ensayos en cada registro, respectivamente.

C-5.4.1.2 Cálculo para menos de 30 ensayos consecutivos

Cuando no se disponga de 30 pero al menos de 15 ensayos, la desviación estándar calculada se multiplicará por el factor dado en la Tabla **5.4.1.2**. Este procedimiento conduce a una resistencia promedio requerida más conservadora, pues en una distribución normal un valor mayor de la desviación estándar, conduce a una mayor

diferencia $f'_{cr} - f'_c$. Los factores de la Tabla 5.4.1.2 se basan en la distribución muestral o aproximada de la desviación estándar, y dan una protección contra la posibilidad de que un número menor de muestras subestime la desviación estándar poblacional o verdadera, equivalente a la del registro de 30 ensayos. El valor 1.16 de la primera fila de la Tabla es un valor conservador.

La desviación estándar utilizada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe haber sido obtenida bajo "condiciones similares a las que se esperan en obra" (Subsección 5.4.1.1 (a)). Este requisito es sumamente importante para asegurar un concreto aceptable. El concreto empleado en los ensayos ejecutados para determinar la desviación estándar se considera "similar" al requerido, si se hace con los mismos tipos de materiales, sin que las condiciones de control de calidad de los materiales y métodos de producción sean más exigentes que las que existirán en la obra a construir. Además, la resistencia f'_c usada para determinar la desviación estándar, no podrá desviarse en más de 70 kgf/cm² de la resistencia requerida en la obra a construir (Subsección 5.4.1.1 acápite b).

Un cambio en el tipo de concreto o un aumento mayor de 70 kgf/cm² en el valor de la resistencia puede incrementar la desviación estándar. Esto podría ocurrir con un cambio en el tipo de agregado, por ejemplo, de agregado natural a agregado liviano o viceversa, o un cambio de concreto sin aire incorporado a concreto con aire incorporado. También puede haber un incremento en la desviación estándar cuando el nivel de resistencia promedio se aumenta en una cantidad significativa. En caso de duda, la desviación estándar estimada que se utilice para calcular la resistencia promedio debe ser alta para estar del lado de la seguridad.

Nótese que la Norma usa la desviación estándar en kgf/cm² en lugar del coeficiente de variación, el cual es adimensional; este último es igual al valor de la desviación estándar expresado como un porcentaje de la resistencia promedio.

Aún cuando la resistencia promedio y la desviación estándar tengan los niveles supuestos, habrá ensayos ocasionales que no satisfagan los criterios de aceptación especificados en la Subsección 5.9.2.3 (del orden de 1 ensayo en 100).

C-5.4.2 Resistencia promedio requerida

Una vez que se haya determinado la desviación estándar, la resistencia promedio requerida (f'_{cr}) se obtiene del mayor valor entre los calculados por las fórmulas (5-1) y (5-2) cuando se trate de concretos con resistencias f'_c no mayores que 350 kgf/cm² y del mayor valor que dan las fórmulas (5.1) y (5.3) cuando $f'_c > 350$ kgf/cm². La fórmula (5-1) implica que hay una probabilidad de 1 en 100 para que los promedios de tres ensayos consecutivos estén por debajo de la resistencia especificada f'_c . La fórmula (5-2) tiene una probabilidad similar para que un ensayo individual de resistencia, este por debajo de la resistencia especificada f'_c en más de 35 kgf/cm². La fórmula (5.3) está basada en la misma probabilidad de 1 en 100 de que un ensayo individual sea inferior a 0,90 f'_c .

Para concretos con resistencias $f'_c \leq 350$ kgf/cm², con excelente control de calidad (\bar{s} inferior a unos 30 kgf/cm²), controla la fórmula (5-1); del resto, controla la fórmula (5-2). Para resistencias iguales a 350 kgf/cm², las fórmulas (5-2) y (5-3) son coincidentes. Para resistencias mayores, con valores de \bar{s} en exceso de unos 35 kgf/cm², controla la fórmula (5-3) sobre la (5-1).

Las fórmulas (5-1) a (5-3) suponen que la desviación estándar usada es igual al valor de la población que corresponde a un gran número de ensayos. Por esta razón, es deseable el uso de una desviación estándar basada en registros de 100 o más ensayos. Cuando se dispone de 30 ensayos, la probabilidad de error será posiblemente un poco mayor de 1 en 100. Debido a la incertidumbre inherente a la suposición de similitud entre las condiciones operativas para cuando se acumuló el registro de ensayos y de las correspondientes a la futura producción del concreto en la obra a construir, no se considera necesario el refinamiento adicional necesario para alcanzar la probabilidad de 1 en 100.

Cuando no se disponga de un registro adecuado de resultados de ensayos (Subsección **5.4.2.2**), la resistencia promedio deberá exceder la resistencia especificada para el diseño en una cantidad que depende del control de calidad previsto en la obra. No se recomienda emplear el método de la Tabla **5.4.2.2** para concretos de alta resistencia. Véase los Capítulos VI y XIV de [Porrero et al., 2003].

Adicionalmente, se considera que el requisito de incrementar la resistencia promedio cuando no se satisfaga algunos de los dos criterios de aceptación de la Subsección **5.9.2.3**, proveerá una protección suplementaria significativa contra resultados bajos en ensayos subsiguientes.

C-5.4.3 Procedimientos para determinar la dosificación

Una vez que se conoce la resistencia promedio requerida f'_{cr} , el paso siguiente es seleccionar la dosificación de la mezcla que resulta con una resistencia promedio por lo menos igual a la resistencia promedio requerida y que, además, satisfaga los requisitos del Capítulo 4 para exposición a condiciones especiales. El procedimiento para justificar la dosificación puede basarse en uno o varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de tanteo adecuadas. Cuando se usa un registro de ensayos, generalmente éste será el mismo que el utilizado para la determinación de la desviación estándar. Sin embargo, cuando de este registro se obtiene una resistencia promedio sustancialmente diferente a la resistencia promedio requerida, puede ser necesaria o deseable una dosificación diferente. En tales circunstancias la dosificación puede determinarse a partir del promedio de un registro de solo 10 ensayos consecutivos, o por interpolación entre las resistencias y las proporciones de las mezclas, de dos de tales registros de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos para determinar la dosificación, deben satisfacer los requisitos de la Subsección **5.4.3.1** para: "... materiales y condiciones similares...".

Para resistencias mayores de 350 kgf/cm² la dosificación se justifica que esté basada en ensayos de laboratorio. Para ello puede resultar apropiado incrementar el valor de f'_{cr} calculado a partir de la Tabla **5.4.2.2** y permitir una reducción de la resistencia obtenida en los ensayos de laboratorio.

Los requisitos para asentamiento y contenido de aire de la Subsección **5.4.3.2(c)**, solo son aplicables a las mezclas de tanteo y no a los registros de ensayos de trabajos anteriores, ni a la producción posterior del concreto de la obra a construir.

Los resultados de los ensayos de las mezclas de tanteo se presentarán en forma gráfica según se establece en la Subsección **5.4.3.2(e)**. De estas curvas se obtendrá la máxima relación agua/cemento o el mínimo contenido de cemento de acuerdo a la Subsección **5.4.3.2(f)**. Véase el Capítulo VI del *Manual del Concreto Estructural*, Porrero et al., 2003.

C-5.5 DOSIFICACIÓN POR MEDIO DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO

Cuando no existan datos de experiencias previas o de ensayos de tanteo, para la dosificación se podrá usar la relación agua/cemento de la Tabla **5.5**, pero solamente con autorización explícita. Se requiere un permiso especial, por el hecho de que diferentes combinaciones de los agregados, producen concretos que varían considerablemente la resistencia obtenida con una misma relación agua/cemento. Por consiguiente, una simple tabla que vincule la resistencia del concreto con la relación agua/cemento, tendría que ser muy conservadora.

Por razones de economía, el método aproximado solamente debería aplicarse en estructuras relativamente pequeñas y poco importantes, donde no se justifica el costo adicional de los ensayos de tanteo. Véase la Sección **5.4.3**.

Además, para concretos de resistencias mayores de 300 kgf/cm² sin aire incorporado y 250 kgf/cm² con aire incorporado, la dosificación debe hacerse sobre la base de la experiencia en obra o por ensayos de tanteo (Artículo **5.4**).

La Tabla **5.5** debe considerarse como una guía y su aplicación no es garantía de las resistencias indicadas.

Por tanto no se dan limitaciones sobre los tipos de cementos; sus valores se consideran conservadores para los límites de la relación agua/cemento anotados y por el hecho que la dosificación por este método sería permitida solamente bajo circunstancias especiales, cuando no se dispone de experiencia en obra ni de ensayos de tanteo.

Igualmente, para el caso particular de los cementos Tipo V y Pórtland-Escoria, de uso excepcional, se retienen las siguientes recomendaciones generales:

- a. Las resistencias del cemento, generalmente exceden en valores significativos los requisitos mínimos fijados por la Norma y los mínimos especificados varían de un tipo de cemento a otro. Se puede obtener una información valiosa sobre el cemento Tipo V o cemento Pórtland-Escoria, comparando los niveles de resistencia obtenidos en los ensayos de las fábricas para el cemento que se propone usar con los niveles mínimos especificados para Tipos I y II.
- b. Cuando se tenga previsto usar aditivos incorporadores de aire, se deberán aplicar valores más bajos de la relación agua/cemento (Tabla 5.5).
- c. Cuando se usen cementos Tipo V o cementos moderadamente resistentes a sulfatos, en la práctica constructiva se debe tener presente que es previsible un aumento mas lento en la resistencia.
- d. En las circunstancias especiales en que se permite la dosificación por la Tabla 5.5, esta prohibido el uso de agregados livianos, así como el de aditivos a menos que se trate de incorporadores de aire.

C-5.7 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

Recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y el vaciado del concreto se dan en los siguientes documentos: Norma Venezolana **354** y Comité **ACI 304** para concretos hechos en obra y Norma Venezolana **633** para concreto premezclados.

C-5.7.1 Preparación del equipo y del lugar de vaciado

Esta Sección es una advertencia sobre la necesidad de una cuidadosa limpieza del equipo de los encofrados y de los aceros de refuerzo, antes de proceder al vaciado del concreto. En particular, deben eliminarse materiales tales como: el aserrín, clavos, pedazos de madera y otros residuos que puedan acumularse sobre los encofrados. El refuerzo debe estar completamente limpio de lodo, exceso de óxido, escamas o costras. Además debe eliminarse todo exceso de agua del encofrado.

C-5.7.2 Mezclado del concreto

Para que el concreto tenga una calidad satisfactoria se requiere que los materiales se mezclen cuidadosamente hasta tener apariencia uniforme y todos sus ingredientes estén distribuidos. Las muestras tomadas de diferentes porciones de la mezcla deberán tener esencialmente el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. En la Norma Venezolana **633**, se establecen métodos de ensayo para verificar la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores, tales como: el volumen de la unidad de mezcla (terceos), la consistencia de la mezcla, el tamaño y gradación de los agregados y la eficiencia de la mezcladora. Debe evitarse un excesivo tiempo de mezclado ya que puede ocasionar la trituración de los agregados.

Como información adicional y como alternativa a la Norma Venezolana **633** puede usarse la Norma **ASTM C685**, *Specification for Concrete made by Volumetric Batching and Continuous Mixing*, o la **ASTM C94 Ready - Mixed Concrete**.

C-5.7.3 Transporte

Cada paso en el manejo y transporte del concreto debe ser cuidadosamente controlado para mantener la uniformidad de la mezcla y entre mezclas sucesivas. Es importante evitar la segregación tanto del agregado grueso como del agua, de los otros ingredientes de la mezcla.

La Norma requiere que el equipo de transporte tenga la capacidad de suministrar el concreto en forma continua y sin inconvenientes, bajo todas las condiciones y para todos los procedimientos de vaciado, incluyendo: bombas, bandas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, cubos de grúas y trompas de vaciado.

Los estudios publicados han revelado que el bombeo del concreto a través de tuberías de aluminio, o de aleaciones de aluminio, puede producir una pérdida importante en la resistencia del mismo. En efecto, se ha comprobado que el gas hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y el aluminio

erosionado de la superficie interior de la tubería, causa una reducción de la resistencia del orden del 50%. Por consiguiente, no debe utilizarse aluminio o sus aleaciones para líneas de tuberías, trompas de vaciado o ductos, salvo en el caso de canaletas cortas, tales como las usadas para descargar el concreto de los camiones mezcladora.

C-5.7.4 Vaciado

El manejo excesivo del concreto puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente en la Norma se previene contra esta práctica. No debe permitirse alterar la consistencia por la adición de agua y el remezclado del concreto parcialmente fraguado, a menos que sea especialmente autorizado. Sin embargo, esto no excluye la práctica, reconocida en la Norma Venezolana **633**, de agregar agua al concreto mezclado para alcanzar el asentamiento especificado, sin violar los límites prescritos del tiempo máximo de mezclado y la relación agua/cemento.

Cuando existan condiciones que hagan difícil la compactación del concreto como puede ocurrir en áreas donde haya congestión de refuerzo, puede ser conveniente la colocación de una capa de concreto sin agregado grueso previamente al vaciado, en forma de una capa de por lo menos 2.5 cm de espesor con las mismas proporciones de cemento, arena y agua tales como las usadas en el concreto que esta vaciando. Las condiciones para las cuales debe aplicarse este método de vaciado, no pueden definirse en forma suficientemente precisa como para justificar su inclusión en la Norma. Sin embargo esta práctica tiene sus méritos y debería incorporarse en las especificaciones de obra en los casos apropiados, dejando al Inspector la responsabilidad para decidir sobre la conveniencia de su aplicación. Su empleo ayudará a prevenir la formación de cangrejeras u oquedades, y asegurar la adherencia del concreto con el refuerzo. Esta capa de concreto debe colocarse inmediatamente antes del vaciado y deberá estar en estado plástico (no rígido ni fluido) al vaciar el concreto. Véase Comité **ACI 305 Hot Weather Concreting [ACI 305R-91]**.

Recomendaciones para la compactación del concreto se presentan en detalle en la publicación *Recommended Practice for Consolidation of Concrete*, del Comité **ACI 309**. En esta se presenta una información actualizada sobre el mecanismo de compactación y se dan recomendaciones sobre las características del equipo y los métodos aplicables para diferentes clases de concreto.

Para el caso de vaciados en tiempo caluroso, en la citada publicación del Comité **ACI 305** se dan recomendaciones detalladas. Se definen allí factores que afectan las propiedades del concreto y se recomiendan prácticas constructivas para minimizar efectos indeseables.

C-5.8 CURADO

En la publicación *Recommended Practice for Curing Concrete* del Comité **ACI 308**, se dan recomendaciones detalladas para el curado del concreto. En ella se presentan principios básicos para el curado adecuado y se describen los diferentes métodos, procedimientos y materiales para realizarlos.

C-5.8.1 Temperatura de curado

Adicionalmente los requisitos de una temperatura y un tiempo de curado mínimos, tanto para el concreto normal como para el de alta resistencia a edad temprana, la Norma establece en la Sección **5.9.3**, un criterio específico para juzgar la eficacia del curado en obra. Véase la Subsección **5.9.3.3**.

En adición a los requisitos anteriores, a la edad de ensayo para la cual se haya especificado la resistencia (generalmente a los 28 días), los cilindros curados en la obra deben tener resistencias no menores del 85 % de los cilindros estándar curados en el laboratorio. Para lograr una comparación razonablemente correcta, los cilindros curados en la obra y sus gemelos curados en el laboratorio deben ser de la misma muestra. Los cilindros curados en obra deben recibir ese tratamiento en condiciones idénticas a las de la estructura. Si está protegida del medio ambiente, los cilindros deben protegerse en forma semejante. Es decir, los cilindros que corresponden a los miembros que no estén directamente expuestos a la intemperie, deben curarse colocándolos próximos a esos miembros y dotándolos del mismo grado de protección y tipo de curado. Obviamente, los cilindros de la obra no deben tratarse más favorablemente que los miembros que representan.

C-5.8.2 Curado acelerado

Esta Sección se aplica siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para miembros prefabricados o vaciados en sitio. La resistencia a la compresión del concreto curado con vapor, no es tan elevada como la de un concreto similar, curado continuamente en ambiente húmedo a temperaturas moderadas. De igual modo, el módulo de elasticidad E_c de los cilindros curados con vapor puede diferir del de los curados en ambiente húmedo a temperaturas moderadas. Cuando se vaya a emplear curado con vapor, es aconsejable dosificar la mezcla con base en cilindros curados en el mismo ambiente.

Los procedimientos de curado acelerado requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y confiables. Durante el proceso de curado es esencial evitar la pérdida de humedad.

C-5.9 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN

Una vez seleccionada la dosificación del concreto y el trabajo haya comenzado, pueden aplicarse los criterios para la evaluación y aceptación del concreto establecidos en este Artículo. La Norma trata de proporcionar una base clara para juzgar la aceptabilidad del concreto, así como para indicar las medidas que deben tomarse cuando los resultados de las pruebas de resistencia no son satisfactorios. En el texto del articulado se emplea el calificativo de "... clase de concreto..." para distinguir concretos con requisitos de trabajabilidad, dosificación y/o curados diferentes.

C-5.9.1 Frecuencia de ensayos

Cuando aplique el acápite (c) de esta Sección, la frecuencia mínima de muestreo está condicionada por una fracción de la superficie. En su cálculo se tomará en cuenta solamente una cara de la losa, placa o muro. Si el espesor promedio de muro o placa es menor de 22 cm, el criterio (c) exigirá una frecuencia mayor de muestreo que una vez por cada 100 m³.

C-5.9.2 Ensayos de probetas curadas en el laboratorio

C-5.9.2.1 Toma de muestras

Las muestras para las pruebas de resistencia deben tomarse estrictamente al azar cuando vayan a emplearse para medir adecuadamente la aceptabilidad del concreto. La elección del ciclo de muestreo, o de las unidades de mezcla de concreto (terceos) de los que se sacarán las muestras, debe hacerse durante el vaciado exclusivamente al azar, a fin de que estas sea representativas. Si las mezclas para extraer las muestras se seleccionan basándose en la apariencia, la conveniencia u otros criterios posiblemente prejuiciosos, los conceptos estadísticos pierden su validez. Obviamente, no debe tomarse más de una muestra de una sola mezcla (terceos en obras menores) (un promedio de dos cilindros hechos de la muestra) y después no debe añadirse agua.

C-5.9.2.3 Criterios de aceptación

Se da un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo concreto empleado en estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma, sin tomar en cuenta el método de diseño usado. La resistencia del concreto se considera satisfactoria cuando el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos permanece por encima de la resistencia f'_c especificada y ninguna prueba individual resulta menor que el valor f'_c especificado en más de: (i) 35 kgf/cm² cuando f'_c es igual o menor que 350 kgf/cm², o; (ii) 0,1 f'_c cuando f'_c excede 350 kgf/cm².

La evaluación y la aceptación del concreto pueden juzgarse inmediatamente a medida que se reciben los resultados de los ensayos durante el curso de los trabajos. Ocasionalmente pueden obtenerse ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios (alrededor de una vez cada 100 ensayos) aunque el valor de resistencia y la uniformidad sean satisfactorios. Al decidir si la resistencia que se obtiene es adecuada o no, tales desviaciones pueden tolerarse ya que son estadísticamente posibles. En términos de la probabilidad de falla, el criterio de resistencia mínima de una muestra que se fija como f'_c disminuido en 35 kgf/cm², se adapta fácilmente en casos de un reducido número de ensayos. Por ejemplo, si únicamente se hacen cinco ensayos en una obra pequeña y cualquiera de los resultados de resistencia de la muestra (promedio de dos cilindros) es menor que f'_c en más de 35 kgf/cm², resulta obvio que el criterio no se cumple.

Cuando el diseño de la mezcla del concreto no llega a satisfacer alguno de los requisitos de resistencia de la Sección **5.9.2.3**, se deben tomar medidas para elevar el promedio de los resultados de los ensayos. Si se suministró una suficiente cantidad de concreto para acumular 15 ensayos, estos se usarán para establecer una nueva meta de la resistencia promedio, como se describe en el Artículo **5.4**.

Cuando se dispone de menos de 15 ensayos sobre el concreto en cuestión, y su promedio es menor que el requerido inicialmente, la nueva meta de resistencia deberá ser por lo menos tan elevada como el valor del promedio usado en la selección inicial de la dosificación. Cuando el promedio de los ensayos disponibles realizados en el proyecto, iguala o excede el nivel empleado en la selección inicial de las proporciones de la mezcla, se requiere un nuevo aumento de la resistencia promedio.

Las medidas a tomar para incrementar el nivel del promedio de los resultados de los ensayos dependerán de las circunstancias particulares, pero podrían incluir una o más de las siguientes disposiciones:

- a. Un aumento en el contenido de cemento;
- b. Cambios en las proporciones de la mezcla;
- c. Reducción o mejor control de los niveles del asentamiento;
- d. Una reducción en el tiempo de entrega;
- e. Un control más estricto del contenido de aire;
- f. Una mejora en la calidad de los ensayos, incluido un estricto cumplimiento en la aplicación de los procedimientos para los ensayos estándar.

Tales cambios en las operaciones y en los procedimientos de ensayos o cambios en el contenido de cemento o en el asentamiento, no requerirán una repetición formal de los procedimientos del Artículo **5.4**; sin embargo, cambios importantes en la procedencia del cemento, de los agregados o de los aditivos, deben acompañarse con evidencias que sustenten una mejora en el valor promedio de la resistencia.

Los cilindros de laboratorio o los núcleos para determinar el cumplimiento de estas requisitos deberán satisfacer las Normas Venezolana vigentes.

C-5.9.3 Ensayos de probetas curadas en obra

Se podrán requerir ensayos de cilindros curados en condiciones similares a las de la obra, para verificar si el curado y la protección del concreto en la estructura son adecuados.

C-5.9.3.3 Criterio de evaluación

En la Norma se proporcionan criterios para la interpretación de las pruebas de cilindros curados en la obra. Las investigaciones han demostrado que los cilindros protegidos y curados para simular la buena práctica de obra deben tener no menos del 85 por ciento de la resistencia de los cilindros estándar curados en ambiente húmedo en el laboratorio. Este porcentaje ha sido establecido únicamente como un índice para juzgar cuando el curado en la obra ha sido adecuado. La comparación se hace sobre resistencias de cilindros gemelos curados en la obra y los curados en el laboratorio, y no entre cilindros curados en la obra y el valor especificado f'_c . Sin embargo, los resultados de los cilindros curados en la obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia f'_c especificada en más de 35 kgf/cm², aunque no cumplan con el 85 por ciento de la resistencia de probetas gemelas curadas en el laboratorio. Véase: Comité **ACI 214 Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214-77 Reapproved 1989)**.

C-5.9.4 Investigación de los resultados de ensayos de baja resistencia

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando las pruebas de resistencia no cumplen con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. El Profesional Responsable debe decidir, a su criterio, sobre el significado, la importancia y la necesidad de inquietarse por los resultados bajos de las pruebas. Cuando se considere necesario efectuar una investigación

más profunda, esta puede incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos en el sitio, tales como la prueba de penetración, el ensayo por percusión (esclerómetro), el de la medición de la velocidad de pulsos ultrasónicos o el "pull-out", pueden ser útiles para determinar si una parte de la estructura realmente tiene o no concreto de baja resistencia. Estas pruebas son valiosas esencialmente para hacer comparaciones en la misma obra, en vez de efectuar mediciones cuantitativas de la resistencia.

Para el caso en que se requiera la extracción de núcleos (véase la Subsección **5.9.4.2**), se dan criterios de aceptación suficientemente confiables (véase la Subsección **5.9.4.3**) que, de satisfacerse, deben asegurar normalmente la idoneidad estructural para cualquier tipo de construcción. Obviamente, en muchas circunstancias, se pueden tolerar resistencias bajas, pero esto también queda a juicio del Profesional Responsable y el Ingeniero Estructural. Cuando los ensayos de núcleos no demuestran con seguridad la idoneidad estructural, especialmente en el caso de entresijos o techos, puede ser práctico que el Profesional Responsable en obra recurra a una prueba de carga como árbitro final (Capítulo **17** de esta Norma). A falta de pruebas de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un intento de mejorar la resistencia del concreto en el sitio, recurriendo a un curado húmedo suplementario. Naturalmente que la efectividad de tal tratamiento debe verificarse por una evaluación posterior de la resistencia, utilizando procedimientos previamente discutidos.

Las condiciones de humedad que se establecen en la Subsección **5.9.4.2** son consecuencia de que el ensayo de núcleos saturados o parcialmente saturados afecta en modo desfavorable la resistencia a la compresión y no serían representativos de concretos que estén secos en condiciones de servicio; de allí la restricción de los 7 días de secado antes de ejecutar el ensayo.

Debe observarse que los ensayos de núcleos que tengan un promedio no inferior al 85 por ciento de la resistencia especificada f'_c pueden considerarse aceptables. No es lógico esperar que los ensayos de núcleos 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 trata de garantizar la seguridad estructural y los criterios del Artículo **5.9** persiguen el logro de ese objetivo. No es función de la Norma asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, aunque las mismas sean tales que requieran medidas correctivas.

Normalmente y bajo los requisitos de esta Sección, los núcleos destinados a confirmar la resistencia estructural serán extraídos a edades mayores que las especificadas para f'_c .

CAPITULO C-6 ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

C-6.2 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS

Se requiere que tanto el diseño de los encofrados como su construcción y proceso de desencofrado se realicen aplicando criterios confiables para lograr moldes que sean a la vez económicos y seguros. [ACI Comité 347, 1994; ASTM C 873-99].

C-6.3 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO

Para determinar el tiempo de desencofrado, deben considerarse las cargas de construcción y las posibles flechas, tomando en cuenta la resistencia del concreto. Frecuentemente las magnitudes de las cargas de construcción son comparables con las de las cargas variables de servicio. En las etapas iniciales, una estructura puede ser lo suficientemente resistente para soportar la carga aplicada, pero puede flectarse lo suficiente como para que se produzca un daño permanente.

Para la evaluación de la resistencia del concreto durante la construcción pueden emplearse ensayos de cilindros curados en obra (véase el Capítulo **5**) u otros procedimientos aprobados por el Ingeniero responsable, tales como:

- a. Ensayo de cilindros vaciados en el sitio de acuerdo con la Norma Venezolana **338**. Este método está limitado a losas cuyo espesor de concreto está comprendido entre 12 y 30 cm;
- b. Ensayo de resistencia a la penetración de acuerdo con la Norma **ASTM C803**;

- c. Ensayo de resistencia a la extracción de acuerdo con la Norma **ASTM C900**;
- d. Mediciones y correlación del factor de madurez de acuerdo con la norma **ASTM C1074**.

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

Cuando la estructura está soportada adecuadamente sobre puntales, los encofrados laterales de las vigas, columnas, muros y encofrados verticales similares, en general pueden retirarse después de doce horas de curado acumulado, siempre que estos no soporten otras cargas distintas a la presión lateral del concreto en su periodo de fraguado. El tiempo de *curado acumulado* representa la suma de los intervalos de tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al concreto está por encima de 10°C. El valor de 12 horas de curado acumulado corresponde a cementos y condiciones ordinarias; el uso de cementos especiales y condiciones no usuales puede requerir un reajuste de los límites antes citados. Por ejemplo, los concretos hechos con cementos Tipo II, Tipo V (**ASTM C150** ó **ASTM C595** los concretos que contienen retardadores de fraguado, y los concretos a los cuales se agrega hielo durante el mezclado (para bajar la temperatura del concreto fresco), pueden tener insuficiente resistencia a las 12 horas y deben investigarse antes de proceder al desencofrado. Véase la Norma **ASTM C1074**.

En la construcción de edificios altos, el desencofrado debe ser parte de un proceso planificado que considere tanto el soporte temporal de toda la estructura así como el de cada uno de los elementos individuales. Este proceso debe ser estudiado en etapas previas a la construcción y debe basarse en un análisis estructural que tome en cuenta, como mínimo, los siguientes aspectos:

- a. El sistema estructural que exista bajo las diferentes condiciones de la construcción y sus correspondientes cargas;
- b. La resistencia del concreto a las diferentes edades durante 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 sus diferentes etapas;
- d. La resistencia y separación de puntales de apuntalamiento, así como el método de apuntalamiento y desapuntalamiento, incluyendo los intervalos de tiempo entre las distintas operaciones;
- e. Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad y uso adecuado de la estructura durante la construcción.

Para la construcción de edificios de varios niveles, la resistencia del concreto durante las distintas etapas de construcción debe ser verificada por ensayos de cilindros en obra, u otros métodos aprobados. Las diferentes etapas el proceso constructivo deben ser controladas por un Maestro de obra, bajo la supervisión del Profesional Responsable, y cualquier cambio en el procedimiento constructivo debe ser aprobado por este. El análisis estructural y los datos de los ensayos usados en el planeamiento y ejecución del desencofrado y apuntalamiento deben ser proporcionados por el constructor al Profesional Responsable, cuando así sea requerido.

C-6.4 TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBEBIDOS EN CONCRETO

C- 6.4.1 Criterios generales

Las tuberías, conductos y camisas que no sean perjudiciales al concreto pueden embeberse en el mismo, pero el trabajo debe realizarse de tal manera de no poner en peligro la estructura. En el Artículo **6.3** se dan reglas empíricas para obtener instalaciones seguras en las condiciones comunes. Para condiciones que no sean las corrientes se debe hacer un diseño especial. No debe permitirse al constructor la instalación de conductos, tubos o camisas que no estuvieran indicados en los planos, o sin la aprobación del Profesional Responsable. Es importante para la integridad de la estructura, que todos los conductos y accesorios de las tuberías, embutidos en el concreto, se conecten cuidadosamente tal como se indica en los planos o se requiere en las especificaciones de la obra.

C-6.4.2 Elementos de aluminio

La Norma prohíbe emplear el aluminio en concreto estructural a menos que este revestido o cubierto de forma segura. El aluminio reacciona con el concreto y, en presencia de iones cloruro, puede reaccionar electrolíticamente con el acero, provocando agrietamiento y desenconchamiento del concreto. Los conductos eléctricos de aluminio presentan un problema especial, pues la corriente eléctrica acelera esta reacción adversa.

C-6.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

C-6.5.1 Limpieza

Para la integridad de la estructura es importante que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en la documentación de la construcción (planos y/o especificaciones) y que se construyan en la forma requerida. Cualquiera variación de las mismas debe ser aprobada por el Ingeniero Responsable.

C-6.5.2 Preparación previa al vaciado

El uso de lechada de cemento y de juntas de construcción verticales que se requerían en normas anteriores, no se exigen en esta Norma por cuanto son poco prácticas y pueden ser perjudiciales cuando, miembros de mucho espesor o la congestión del acero de refuerzo, impiden un acceso adecuado.

A menudo la proyección de agua a presión y otros procedimientos son más apropiados. Puesto que la Norma solo establece los requisitos mínimos, el Ingeniero puede tener la necesidad de especificar procedimientos especiales si las condiciones lo ameritan. La necesidad de aplicar en la junta capas de mortero al comienzo del vaciado, depende de la dosificación del concreto, de la congestión de las armaduras, del acceso de vibradores y otros factores.

C-6.5.3 Ejecución y ubicación

Las juntas de construcción deben ubicarse donde no causen debilitamiento en la estructura. Cuando el corte debido a las cargas gravitacionales no es significativo, como ocurre usualmente en el centro de la luz de los miembros sometidos a flexión, una junta vertical simple puede ser adecuada. Las estructuras que deben resistir fuerzas laterales pueden requerir un diseño de tipo especial para las juntas de construcción. Cuando se requiere la transferencia de fuerzas cortantes pueden usarse dientes intermitentes, llaves de corte, barras diagonales, o el método de transferencia de corte del Artículo 11.6.

La restricción en la localización de las juntas tiene por objeto que estas se ubiquen donde puedan provocar el menor debilitamiento en la estructura.

Se requiere un lapso de espera para el vaciado del concreto sobre columnas y muros estructurales, a fin de prevenir el agrietamiento en la unión de las losas con los miembros de apoyo provocado por la pérdida de lechada de cemento y el asentamiento del concreto en el miembro de soporte.

Se permite el vaciado de las losas (o placas) separadamente de vigas, cartelas y de elementos similares, cuando ello se indica en los planos y siempre que se hayan adoptado medidas para transferir las solicitaciones como se requiere en esta Sección.

CAPÍTULO C – 7 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

C-7.1 ALCANCE

Los buenos detalles estructurales han sido siempre de vital importancia para que las estructuras de concreto reforzado sean satisfactorias. Gradualmente, a través de los años gradualmente se ha desarrollado una práctica estándar para el detallado del acero de refuerzo.

La preparación adecuada de los planos estructurales requiere un conocimiento general de todo el proceso constructivo desde la etapa de diseño hasta la colocación del acero de refuerzo. En los Manuales del Comité **ACI 315** [1999], se presentan métodos y especificaciones para el dibujo de los planos estructurales con detalles típicos.

Las disposiciones que en esta Norma se refieren al diámetro y área de las barras y alambres están basadas en las dimensiones nominales de los aceros de refuerzo incluidas en las Normas Venezolana **316**, Venezolana **505** y Venezolana **1022** especificadas en la Sección **3.6.6**; véanse las Tablas 3.6.2 y 3.6.3

C-7.2 DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

C-7.2.1 Diámetros de dobleces

Los dobleces estándar se describen en función de su diámetro interior por ser más fácil de medir que el radio del doblado. Para establecer el diámetro mínimo del doblado se tomó en consideración un extenso estudio de los requisitos de la prueba de doblado de las normas **ASTM**. Además, por experiencia quedó comprobado que estos diámetros mínimos de dobleces son factibles y satisfactorios para su uso general sin que se produzca rotura en el acero ni aplastamiento perjudicial en el concreto. Se requiere que el mandril para el doblado tenga dimensiones compatibles con los diámetros de dobleces de las Tablas 7.2.1a y 7.2.1b. En general los requisitos para los ensayos de doblado para la certificación de los productos son más exigentes que los dobleces usados en la construcción, establecidos en las citadas Tablas. Véase la Norma Venezolana **316**.

Para las secciones de las barras más comúnmente usadas como estribos y ligaduras, el diámetro mínimo de doblado de $4 d_b$ se basa en prácticas aceptadas en la industria. El empleo de barras menores que la No. 5 para estribos y ligaduras, permitirá el doblado simultáneo mediante equipos estándar con ganchos a 135° .

Las mallas de alambres electrosoldados, de alambre liso o con resaltes pueden utilizarse como estribos y ligaduras. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad uniforme y capacidad de doblado que en las zonas que no fueron calentadas. Los efectos de la temperatura de soldadura generalmente se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro veces el diámetro de alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en las pruebas de doblado Venezolana y **ASTM** para alambre.

C-7.2.2 Gancho estándar

Los ganchos estándar para estribos se limitan a barras No. 8 y menores, y el gancho con doblado a 90° para estribos y ligaduras con extensión de $6 d_b$ se limita a barras No. 5 y menores. Ambas limitaciones se adoptaron con base en resultados de investigaciones que demostraron la tendencia de los ganchos de 90° a abrirse bajo cargas elevadas en el caso de barras de diámetros más grandes. Estos mismos resultados justifican la exigencia del doblado a 135° del acápite 4.

C-7.2.3 Separación del acero de refuerzo

Los límites de separación considerados en este Artículo han sido ajustados por una práctica satisfactoria de muchos años, y permanecen esencialmente sin cambios a través de sucesivas ediciones del Código **ACI 318**. Los límites mínimos se establecieron para permitir que el concreto pase fácilmente entre las barras y entre éstas y el encofrado, sin crear zonas con cangrejeras y evitar la concentración de barras en una línea, lo cual podría causar un agrietamiento por corte o retracción. El uso del diámetro nominal de la barra para definir la separación mínima, permite un criterio uniforme para todos los diámetros.

C-7.2.3.2 Grupos de barras

Los resultados en la práctica de los grupos de barras de diámetro estándar en las grandes vigas y en los ensayos de laboratorio sobre columnas con grupos de barras, condujeron a las disposiciones para el agrupamiento de las mismas. Los grupos de barras deben atarse con alambre o sujetarse de alguna otra manera para asegurar que permanezcan en su posición.

Se ha añadido la limitación de que las barras mayores de la No. 11 en vigas no deben adosarse formando grupos, puesto que esta Norma se aplica fundamentalmente a edificaciones. La conformidad con los requisitos de control de fisuración de la Subsección **10.3.2.1** elimina efectivamente el uso de grupos de barras mayores que la No. 11 como acero de refuerzo en tracción. La colocación de las barras en contacto para que actúen como una sola unidad, tiene por objetivo evitar los grupos de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de grupos de tres barras son la triangular o en forma de L. Como una precaución práctica, los grupos de barras en vigas no deben anclarse o doblarse como una sola unidad, es preferible escalonar los ganchos de las barras

individuales dentro del grupo. El límite máximo de tres barras en un grupo no incluye la eventual barra adicional para solapes.

C-7.2.4 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo

El recubrimiento para la protección del acero de refuerzo contra la intemperie y otros efectos, se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie más próxima del acero para lo cual se aplican los requisitos de recubrimiento.

Cuando se especifica un recubrimiento mínimo para un miembro estructural, éste debe medirse hasta el borde más saliente de estribos, ligaduras o hasta el borde de la capa externa de barras, si se emplea más de una capa de refuerzo sin estribos o ligaduras. La frase "superficies de concreto expuestas a la intemperie" se refiere a exposiciones directas a cambios de temperatura y humedad.

Las caras inferiores de losas, placas o cáscaras generalmente no se consideran directamente expuestas a menos que sean objeto de humedecimiento y secado alternados, incluyendo los debidos a las condiciones de condensación o de filtraciones directas de la superficie expuesta al agua de lluvia o efectos similares. Véase la Figura **C-7.2.4**

Los miembros estructurales que se prefabriquen en obra también se consideran incluidos en esta Sección siempre y cuando el control de las dimensiones, de la colocación del acero de refuerzo, de la calidad de concreto y los procedimientos de curado son del tipo de los que se realizan normalmente en una planta de prefabricación.

Las longitudes de transferencia del Capítulo **12** son ahora función del recubrimiento del acero de refuerzo, por lo que en algunos casos convendrá usar un recubrimiento mayor al mínimo.

Para la protección contra la corrosión en estructuras de estacionamiento, véase **ACI 362**, [1997].

C-7.3 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS

C-7.3.1 Doblado de las barras en los cambios de sección

Los cambios de sección se realizarán de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo **18** para cada Nivel de Diseño.

C-7.3.2 Construcción mixta acero - concreto

La limitación de la transmisión efectiva de la carga de compresión a través de uniones a tope por contacto de perfiles de acero de un máximo de 50 % tiene por objeto proporcionar alguna capacidad a la tracción en tales uniones (hasta del 50%) puesto que el resto de las tensiones de compresión debe transmitirse por soldadura, espigas, placas de unión, etc. Esta disposición debe asegurar que las uniones en las columnas mixtas cumplan con los requisitos de capacidad a atracción similares a las columnas de concreto reforzado.

C-7.4 CONEXIONES Y NODOS

Para todos los Niveles de Diseño, ND, es necesario confinar los nodos para asegurar que la capacidad a la flexión de los miembros pueda desarrollarse sin deteriorar la unión solicitada por cargas repetidas [ACI Committee 352, 1999].

C-7.5 REFUERZO TRANSVERSAL PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS

C-7.5.1 Zunchos

Por razones prácticas el diámetro mínimo para el refuerzo helicoidal para construcciones vaciadas en sitio es el No. 3 ya que este es el menor diámetro que puede usarse en una columna con un recubrimiento de 4 cm o más, cuando la resistencia del concreto sea igual o mayor de $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, y se mantiene el paso mínimo de la hélice para el vaciado del concreto, según los requisitos de la Subsección **10.4.3.2**.

La Norma permite que los zunchos terminen en un nivel más bajo del refuerzo horizontal que penetra en las columnas. Sin embargo, cuando uno o más lados de la columna no están confinados por vigas o ménsulas, se requieren ligaduras desde el punto de terminación de los zunchos hasta la cara inferior de la losa o ábaco.

Cuando las vigas o ménsulas confinan la columna en todos los lados pero son de diferente altura, las ligaduras deben colocarse desde el extremo del refuerzo helicoidal hasta el nivel del refuerzo horizontal de la viga o ménsula más baja que se empotre en la columna. Estas ligaduras adicionales son para mantener en posición el refuerzo longitudinal de la columna así como aquella parte del refuerzo de las vigas que se dobla en el interior de la columna para su anclaje y a la vez para confinar el concreto. Véase también el Artículo 7.4.

C-7.5.2 Ligaduras

Todas las barras longitudinales en compresión deben estar encerradas por ligaduras. Cuando las barras longitudinales están dispuestas según generatrices de un cilindro circular solamente se requieren ligaduras circulares, con la separación especificada. Este requisito puede satisfacerse por medio de una ligadura continua (hélice) con un paso mayor que el permitido para los zunchos en la Subsección 10.4.3.2, siendo el paso máximo igual a la separación requerida para las ligaduras. Para arriostrar lateralmente las barras longitudinales se permiten ligaduras con un ángulo máximo de dobléz de hasta 135° en lugar de un ángulo máximo de 90 ° que se exigía en los Códigos **ACI** anteriores. Las barras longitudinales no requieren el soporte lateral antes citado. Véase la Figura C-7.5.2

Como en los ensayos no se incluyeron barras empalmadas y grupos de barras, es conveniente proporcionar por lo menos un conjunto de ligaduras en cada extremo de un empalme por solape, arriba y debajo de uniones por contacto a tope, e inmediatamente abajo del dobléz inferior de los segmentos del acero de refuerzo longitudinal no alineados. Véase el Capítulo 18.

Como los ganchos estándar de las ligaduras que se especifican en esta Norma corresponden solamente a barras con resaltos, en lo posible deben alternarse a lo largo del miembro. Véase el Artículo 7.4.

El confinamiento a que se refiere esta Sección es aplicable tanto a columnas de sección cuadrada y rectangular como columnas de sección circular o poligonal.

Para evitar la fisuración y el agrietamiento del concreto en las proximidades de los pernos de anclaje por efectos de temperatura, retracción restringida y efectos similares, se exige su confinamiento mediante acero de refuerzo transversal.

C-7.6 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

Los requisitos de arriostramiento lateral del acero comprimido en las vigas ha permanecido sin cambios esenciales a través de varios Códigos **ACI 318**, con aclaraciones de poca importancia, incorporando disposiciones para el uso de mallas de alambres electrosoldados para el arriostramiento del refuerzo en compresión.

Cualquier acero de refuerzo transversal en miembros solicitados por tensiones reversibles o torsión en los apoyo debe tener forma cerrada. Además se requiere que tal refuerzo transversal arriostre el refuerzo principal para limitar adecuadamente el pandeo de las barras y la fisuración del concreto. Véase la Figura C-7.6.

C-7.7 REFUERZO POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA

Se requiere acero de refuerzo por retracción y temperatura, perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración, para proveer la continuidad de la estructura y asegurar su comportamiento tal como se ha supuesto en el diseño, Las disposiciones de este Artículo se aplican solamente a las losas estructurales. Para las losas apoyadas sobre el terreno se aplicará el Capítulo 21.

Las cuantías especificadas del acero de refuerzo son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente por muchos años. Las longitudes de los solapes y de los anclajes del acero de refuerzo por retracción y temperatura se calcularán para la tensión cedente especificada de acuerdo con el Capítulo 12. En las losas nervadas, el acero de refuerzo por retracción y temperatura se determinará con base en la sección de la losa superior.

C-7.8 REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La experiencia ha demostrado que con cambios menores en el detallado del acero de refuerzo se puede mejorar la redundancia y la ductilidad de manera de confinar los daños resultantes de cargas extraordinarias o anormales a pequeñas zonas de la estructura para no comprometer su estabilidad general.

Los requisitos del Capítulo 18 para estructuras con Nivel de Diseño ND2 y ND3 cubren los requisitos de integridad estructural, por lo que este Artículo es particularmente pertinente a las edificaciones con Nivel de Diseño ND1. Véase la Figura C-7.8.

C-7.9 PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS

C-7.9.1 Limpieza del acero de refuerzo

Los límites específicos de la oxidación se basan en ensayos y en recomendaciones con respecto a los efectos de la oxidación y de las escamas de laminación sobre las características de adherencia de las barras de refuerzo. Generalmente el manejo del acero de refuerzo en obra elimina el óxido suelto que puede perjudicar la adherencia. Las investigaciones han demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia.

C-7.9.2 Doblados del acero de refuerzo

Todos los dobleces deben hacerse en frío a menos que el Ingeniero Estructural autorice lo contrario. En los casos de dobleces poco usuales, con diámetros internos menores que los especificados en los ensayos de doblado de las Normas Venezolana y **ASTM** deberá especificarse al fabricante porque puede requerirse un procedimiento de fabricación especial.

En algunos casos pueden ser necesario doblar barras que se hayan embebido el concreto y generalmente no es posible colocar en el punto de doblez un mandril del diámetro mínimo especificado en la Sección 7.2.1. Tal doblez no se puede efectuar sin autorización del Ingeniero Estructural. Cuando éste lo autorice, se determinará si la barra se puede doblar en frío sin dañarla o si es necesario calentarla. Cuando se permite el calentamiento, éste debe controlarse para evitar el agrietamiento del concreto o daño a las barras.

Las barras parcialmente embebidas pueden volverse a doblar satisfactoriamente cuando son precalentadas entre 600 y 650 °C haciéndolo lo más lentamente posible y variando la curvatura gradualmente.

El calentamiento debe realizarse de manera de evitar daño al concreto. Cuando la zona del doblez está a menos de 15 cm del concreto, puede ser necesario aplicar algún aislamiento protector. La operación de calentamiento será efectuada de manera que la temperatura del acero medida con instrumentos adecuados, no excede de 650 °C. La barra calentada no será enfriada artificialmente antes que baje su temperatura a por lo menos 315 °C.

C-7.9.3 Colocación del acero de refuerzo

Las tolerancias han sido modificadas para hacerlas más realistas y consistentes. Lo ideal es que las tolerancias en la altura o espesor sean proporcionales a estas dimensiones. Sin embargo, para simplificar las instrucciones a las cuadrillas de colocación en obra, se adoptaron dos límites fijos por ser más prácticos para su cumplimiento. Como la altura útil y el recubrimiento del concreto son componentes de la altura total, las tolerancias de estas dimensiones están directamente relacionadas. Solamente se especifican las tolerancias negativas (reducciones en el recubrimiento), para el recubrimiento mínimo.

Tal como se refleja en otras normas, la práctica generalmente aceptada ha establecido tolerancias sobre la altura total (encofrado o terminación) y para las dimensiones de barras dobladas, estribos y zunchos. Cuando pueda producirse una acumulación de tolerancias que de por resultados una reducción excesiva de la altura útil o de recubrimiento, el Ingeniero Estructural deberá especificar tolerancias más estrictas que las permitidas en esta Norma.

Por su importancia en la durabilidad y la resistencia contra el fuego, y porque las barras están soportadas generalmente de tal manera que la tolerancia especificada no debe reducirse en más de un tercio del valor especificado, particularmente para el caso de los pequeños recubrimientos en la construcción prefabricada y en las cáscaras y placas plegadas, se establece una tolerancia más estricta para recubrimientos correspondientes a las caras inferiores de los miembros. El control de las tolerancias en la altura útil y el recubrimiento se hace sobre las piezas que van a asegurar las barras.

Los tipos livianos de mallas de alambres electrosoldados son lo suficientemente flexibles para curvarse en sus apoyos por efecto de su peso propio quedan exentas de los requisitos de anclaje del Capítulo 12. Esta práctica ha dado como resultado economías sin efectos adversos en el comportamiento estructural, para el caso de

pequeñas luces, ligeramente reforzadas, donde los requisitos de temperatura y retracción frecuentemente rigen la cantidad mínima de refuerzo requerido.

C-7.9.4 Soldaduras

Por producir un efecto metalúrgico de entalladura, la soldadura por punto en el cruce de barras puede debilitar seriamente a las barras. Esta operación solamente puede ejecutarse con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están bajo un control competente y continuo, como es el caso de la fabricación de mallas de alambres electrosoldados.

PARTE C4 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO C-8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

C - 8.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La Tabla C-8.2 podrá usarse para el cálculo aproximado de los momentos flectores y fuerzas de cortantes de vigas y losas de los pórticos o de construcción continua.

TABLA C- 8.2 MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES APROXIMADAS EN VIGAS Y LOSAS CONTÍNUAS

Vigas	Momentos positivos	
	a. Tramo extremos: El extremo discontinuo no está empotrado	$q_u L_n^2 / 11$
	El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo.	$q_u L_n^2 / 14$
	b. Tramos interiores	$q_u L_n^2 / 16$
Vigas	Momentos negativos	
	a. En la cara externa del primer apoyo interior Dos tramos	$q_u L_n^2 / 9$
	Más de dos tramos	$q_u L_n^2 / 10$
	b. En las demás caras de los apoyo internos	$q_u L_n^2 / 11$
	c. Vigas cuya rigidez sea inferior al octavo de la suma de las rigideces de las columnas en cada extremo del tramo. Véase Artículo el 8.8.3	$q_u L_n^2 / 12$
Losas	Momentos negativos en losas continuas	
	a. En las caras internas de los apoyos extremos de losas construidas monolíticamente con sus apoyos: Cuando el apoyo es una viga perimetral	$q_u L_n^2 / 24$
	Cuando el apoyo es una columna	$q_u L_n^2 / 16$
	b. En la cara de los apoyos de losas con luces no mayores de 3 m.	$q_u L_n^2 / 12$

Fuerza cortante en vigas y losas continuas	
a. En miembros extremos en la cara del primer apoyo interior	$1,15q_uL_n/2$
b. En las caras de todos los demás apoyos	$q_uL_n/2$

C- 8.3 RIGIDEZ

Idealmente la rigidez de los miembros, **EI** y **GJ**, refleja el grado de fisuración y la acción inelástica que ha ocurrido en ellos previo a la cedencia. Sin embargo, la complejidad que implica la selección de rigideces diferentes para todos los miembros de la estructura justifica las simplificaciones adoptadas para definir estas rigideces flexionales y torsionales.

En los pórticos no desplazables, los valores relativos de las rigideces son importantes, y las hipótesis más comunes son: Usar los valores de EI de las secciones totales para todos los miembros; o la mitad de las rigideces para las vigas y la rigideces totales para las columnas.

En los pórticos desplazables, deben usarse valores más realistas de **EI**, especialmente cuando se utilicen análisis de segundo orden. [Sanz y Bletzacker 1961] suministran algunos valores de referencia para valor **EI** de los miembros de pórticos desplazables.

La rigidez torsional en el análisis de una estructura dada debe considerar la magnitud relativa de las rigideces a flexión y torsión; y en el equilibrio o de compatibilidad de la estructura, incorporar las funciones que desempeña la torsión. Para los casos de equilibrio torsional debe ser considerada la rigidez torsional, mientras que ésta puede obviarse en los casos de compatibilidad torsional.

C- 8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS 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 máximos y provocan una modificación en el diagrama de momentos elásticos. El resultado usual es una reducción en la magnitud de los momentos negativos en las zonas de articulación plástica, y un incremento en los valores de los momentos negativos con respecto a aquellos determinados por el análisis elástico. Como los momentos negativos son determinados por una distribución de carga y los momentos positivos por otras, 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 miembro sujeto a flexión en condición de cargas de agotamiento.

Usando valores conservadores de deformaciones unitarias límites en el concreto y de longitudes de articulaciones plásticas obtenidas de ensayos exhaustivos fueron analizados miembros sujetos a flexión con una pequeña capacidad de rotación, para estudiar la redistribución de momentos superiores a 20 por ciento, dependiendo de la relación de acero de refuerzo. Los resultados encontrados son conservadores (ver Figura C-8.4). Varias referencias apoyan la conclusión e indican que la fisuración y las flechas diseñadas aplicando la redistribución de momentos no son significativamente mayores para cargas de servicios que para vigas diseñadas por la teoría elástica de distribución de momentos. Además, los estudios indican que se dispone de una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos, permitida por la Norma, cuando los miembros cumplen sus requisitos.

La redistribución de momentos se aplicara aún cuando se realice movimientos de cargas. Los movimientos considerarán tres patrones de cargas: i) cargas permanentes y variables en dos tramos consecutivos; ii) un tramo con carga permanente y variable y el tramo adyacente solo carga permanente; y iii) en inverso del patrón ii. Es recomendable hacer una redistribución de momentos cuando la carga variable es igual al 70% del valor de la carga permanente.

La redistribución de momentos no se aplicará cuando el sistema de losas se analice por métodos aproximados.

En las versiones anteriores al Código **ACI 318-02**, se especificaba el porcentaje permisible de redistribución de momentos en términos de índices del acero de refuerzo. En el **ACI 318-02** y la presente Norma se especifica el porcentaje permisible de redistribución de momentos en término de la tensión a tracción neta ϵ_t . La Figura **C-8.3.4** [Mast, 1992] permite observar la evolución de los criterios de redistribución de momentos.

C- 8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON

La fórmula general propuesta para el módulo de elasticidad del concreto se ha obtenido de estudios experimentales. Véase [Porrero et al, 2003; Pauw, A, 1960], en los cuales E_c se definió como la pendiente de una recta trazada desde la tensión cero hasta una tensión de compresión igual a $0,45f'_c$. Esta fórmula es generalmente empleada por los programas de computación porque las flechas resultantes son menores que la que resulta de usar $15100\sqrt{f'_c}$, válida para concretos de peso normal de hasta 2300 kgf/m^3 . Cuando sea necesario determinar el módulo de elasticidad estático y el módulo de Poisson podrá utilizarse la Norma **ASTM C-469-94** *Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compresión*.

El módulo de elasticidad adoptado para el acero es el mismo adoptada por la Norma Venezolana **1618:98** para estructuras de acero, por lo que el valor de ϵ_s resulta ser igual a $0,0073$, lo cual implica que $\rho = 0,493 \rho_b$.

C- 8.6 LUZ DE CÁLCULO

C- 8.6.1 Vigas

Para efecto de diseño, los momentos calculados en los centros de los apoyos pueden ser reducidos a los momentos en las caras de los apoyos Un método aceptable para reducir los momentos de los centros de los apoyos a las caras de estos se da en la publicación PCA [1959]

C- 8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

C- 8.8.1 Distribución de las cargas

Muchos métodos de análisis aproximados no toman en cuenta los efectos de deformaciones en la geometría o deformación axial. Por lo tanto, los momentos en las vigas y columnas tendrán que ser amplificados por los efectos de esbeltez de la columna de acuerdo con la el Artículo **10.6** Cualquiera que sea el método de análisis, el Ingeniero Estructural deberá investigar los efectos de las cargas variables ubicadas en partes críticas, para lo cual establecerá varios conjuntos de demandas para las acciones de diseño.

C- 8.8.3 Columnas

Para facilitar la detección de las combinaciones de mayor demanda de carga axial y momentos, se podrá calcular los momentos en las columnas debidos a la acción de las cargas gravitacionales, mediante la aplicación de la Tabla C-8.8.3, siempre y cuando se satisfagan las condiciones expresadas en el Artículo **8.2**

TABLA C- 8.8.3 MOMENTOS FLECTORES APROXIMADOS PARA COLUMNAS

MOMENTOS DE LAS COLUMNAS EXTERIORES		
Momento en la base de la columna superior	Pórticos de un vano	Pórticos de dos o más vanos
	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + 0.5K_b} M^E$	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + K_b} M^E$
Momento en el tope de la columna inferior	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + 0.5K_b} M^E$	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + K_b} M^E$
MOMENTOS DE LAS COLUMNAS INTERIORES		
Momento en la base de la columna superior	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + K_{b1} + K_{b2}} \Delta M^E$	
Momento en el tope de la columna inferior	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + K_{b1} + K_{b2}} \Delta M^E$	

Nota: K_c = rigidez de la columna; K_b = rigidez de la viga
 M^E = momento de empotramiento; M_c = momento flector de la columna

C- 8.9 VIGAS T

Este Artículo contiene disposiciones que limitan las dimensiones que deben considerarse en los cálculos de rigidez y flexión. Especificaciones especiales para las vigas T y otros miembros con alas, relacionadas con la torsión se dan en la Sección **11.5.2**

C- 8.10 LOSAS NERVADAS

C- 8.10.1 Resistencia al corte

El incremento del 10 % en la resistencia al corte del concreto se justifica sobre la base de: i) el comportamiento satisfactorio de las losas nervadas con mayores resistencias al corte diseñadas según los Códigos anteriores que permitían tensiones por corte comparables; y ii) la distribución de sobrecargas locales a nervios adyacentes.

C- 8.10.2 Limitaciones dimensionales

El comportamiento satisfactorio en el pasado de las losas que cumplen con los requisitos de esta Sección, justifica las limitaciones de tamaño y espaciamiento de los nervios de las losas.

C- 8.10.2.1 Nervios transversales

Los ensayos han demostrado que las vigas o nervios de concreto reforzado sin arriostramiento lateral, aún las muy altas y delgadas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre que las mismas no sean cargadas excéntricamente, lo que podría causar torsión.

Las vigas sin arriostramiento lateral se cargan frecuentemente de manera excéntrica o con ligeras inclinaciones, por lo que las tensiones y deformaciones para tales posiciones de la carga son perjudiciales para las vigas altas y delgadas, cuando aumenta la longitud no arriostrada. Por este motivo se limita la separación entre arriostramientos laterales a no más de $50b_w$.

C- 8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS

Esta Norma no especifica el espesor adicional requerido para superficies en condiciones de desgastes poco usuales, por lo que se deja a discreción del Proyectista la decisión sobre el incremento del espesor para estos casos.

El acabado de piso sólo deberá considerarse para propósitos de resistencias cuando se vacía monolíticamente con la loseta. Se permite incluir el acabado no integral en la altura del miembro cuando se asegura la acción compuesta de acuerdo al Capítulo **16**. Todos los acabados de pisos pueden considerarse para propósitos no estructurales tales como recubrimiento para el acero de refuerzo, protección contra el fuego, etc. Sin embargo deberán tomarse las precauciones que aseguren que el acabado no se desprenda provocando la disminución del recubrimiento de protección. Además, de acuerdo con la Sección **7.4.2**, las consideraciones para la transferencia de tensiones del acero de refuerzo requieren un recubrimiento mínimo de concreto, vaciado monolíticamente.

CAPÍTULO C-9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES

C-9.1 ALCANCE

Este Capítulo suministra las bases para el análisis y el diseño por el Método de los Estados Límites de los miembros de concreto reforzado dimensionados de manera que su resistencia sea adecuada para soportar las solicitaciones mayoradas y asegure también un comportamiento adecuado en las condiciones de servicio.

Los factores de mayoración de solicitaciones y de minoración de resistencia son diferentes a los de las versiones previas del Código **ACI 318** y la Norma Venezolana **1753:87**, los cuales debidamente actualizados se suministran en el Anexo **B**.

C-9.2 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

En la Tabla 3 de la Norma Venezolana **2004:1998** se compendia conceptualmente el Método de los Estados Límites, según la siguiente condición fundamental:

$$\text{Demanda} \leq \text{Capacidad}$$

$$\text{Solicitaciones mayoradas} \leq \text{Resistencias minoradas}$$

En este contexto la presente Norma ha adoptado los términos de la Venezolana **2004** en lugar de los empleados por el **ACI 318**. Se usa el término *solicitaciones* en lugar de la *resistencia requerida*; el de *resistencia teórica* en sustitución de la *resistencia nominal*; y el de *resistencia minorada* como sinónimo de *resistencia de diseño*. El subíndice *u*, tal como aparece en M_u , N_u , V_u , y T_u se refiere solamente a los valores de las solicitaciones mayoradas; Así por ejemplo $M_u = 1.2 M_{cp} + 1.6 M_{cv}$ resulta de M_{cp} y M_{cv} son los momentos producidos por las cargas de servicio permanente y variable, respectivamente, correspondientes valores de la resistencia de diseño o resistencia minorada se representan como ϕ veces la resistencia teórica, como en el caso de: ϕM_n , ϕN_n , y ϕV_n . En esta Norma la resistencia teórica se calcula suponiendo que el miembro tendrá exactamente las dimensiones y las propiedades de los materiales en el proyecto.

Cuando por circunstancias especiales se requiere una mayor confiabilidad que la acostumbrada en la resistencia de ciertos miembros, el Ingeniero Estructural podrá evaluar la conveniencia de alguna reducción en los factores de minoración de resistencia ϕ o el incremento en los factores de mayoración.

C- 9.3 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones **U** se expresan en términos de cargas y solicitaciones mayoradas. Las cargas mayoradas son las cargas de servicio especificadas en la Norma Venezolana **2002** vigente multiplicadas por los factores de carga apropiados. Las acciones sísmicas establecidas en la Norma Venezolana **1756:2001**, están asociadas a los estados de agotamiento resistente, por lo que no es necesario mayorar las solicitaciones sísmicas.

El factor asignado a cada solicitación está influenciado por el grado de exactitud con que pueda calcularse el efecto de la carga que es factible se produzca durante la vida útil de la estructura y por la forma en que se definen las cargas en las respectivas normas. La primera de estas razones, explica porque las cargas permanentes, **CP**, tienen asignados menores factores que las cargas variables, **CV**. Los factores de mayoración consideran implícitamente la probabilidad de ocurrencia simultánea de solicitaciones. Como se indica en la Tabla C-9.3, deben considerarse varias combinaciones de cargas para determinar la condición más crítica para el diseño. Esto es particularmente necesario cuando la resistencia depende más de una solicitación, como es el caso de la resistencia para la acción combinada de fuerza axial con momentos o con fuerzas cortantes. Al determinar **U** para las combinaciones de carga o hipótesis de solicitaciones, es necesario prestar la debida atención a los signos, pues un tipo de carga puede producir efectos de sentido opuestos a los de otros. Las hipótesis de solicitaciones donde aparece el término $0,9 \text{ CP}$ se incluyen específicamente para considerar los casos donde una carga permanente más elevada reduce los efectos de las otras cargas.

El Ingeniero Estructural puede multiplicar las cargas de servicio por los factores de mayoración o multiplicar las solicitaciones de servicio por estos factores. Según el principio de superposición ambos procedimientos producen el mismo resultado. En los casos en que la superposición no es aplicable, como en el análisis estructural de segundo orden, es necesario amplificar las cargas antes de la determinación de las solicitaciones.

El factor γ que afecta las cargas variables es un factor de carácter local que considera la probabilidad de un mayor valor de **CV** en la cercanía de un miembro particular, a diferencia del factor γ empleado en la Norma Venezolana **1756:2001** que tiene un carácter global porque cuantifica la incidencia de la carga variable en la estimación de las fuerzas inerciales.

Este Artículo contempla específicamente las acciones debidas al peso y la presión de los líquidos. Cuando los fluidos tienen pesos unitarios bien definidos y las alturas máximas son controlables, se aplica a las solicitaciones correspondientes un factor de mayoración equivalente al usado para las cargas permanentes, a pesar de que se trata de acciones variables. De esta manera se reconoce que es pequeña la probabilidad de sobrecargas en una estructura por efecto de tales acciones. Estos factores reducidos no serían apropiados para los casos en que

existan incertidumbres en el valor de las presiones, como ocurre, por ejemplo con las presiones debidas a aguas subterráneas, o cuando hay incertidumbres sobre la posible altura máxima del líquido.

Cuando pueda haber impacto, como en el caso de plataformas de carga, pisos de depósitos, torres de ascensores, etc., deben considerarse sus efectos, y las cargas de impacto deben incluirse con las cargas variables en todas las fórmulas de resistencia requerida, sustituyéndose **CV** por **CV** más el incremento por impacto. Ver Sección 5.4.1 de la Norma Venezolana **2002-88**

Las nuevas disposiciones de diseño por viento de las normas norteamericanas [ASCE, 1998; IBC 2000] incluyen un factor de direccionalidad del viento igual a 0,85 para edificaciones. En consecuencia, el correspondiente factor de mayoración en el formato del Método de los Estados Límites es de $1,3 / 0,85 = 1,53$, redondeado por exceso a 1,6. Esta Norma admite el uso del factor de mayoración de 1,3 cuando las acciones del viento provengan de normas que no hayan incluido el mencionado factor de direccionalidad.

Para las consideraciones sobre las combinaciones que incluyen las acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras, **CE**, especialmente en diseño sismorresistente, consúltese Lobo, Q, [1997].

C-9.4 RESISTENCIAS DE DISEÑO

La resistencia de diseño es la resistencia teórica, calculada de acuerdo a las disposiciones e hipótesis establecidas en esta Norma, multiplicada por un factor de minoración de resistencia ϕ , igual o menor que la unidad. La resistencia teórica del miembro se basa en los estados límites aplicables de tensiones, deformaciones, fisuración o trituración y están acordes con los resultados de las investigaciones para cada tipo de acción estructural.

El propósito del factor de minoración de resistencia ϕ es considerar:

- La probabilidad de una deficiencia en la resistencia debida a la variación en la calidad de los materiales y en las dimensiones.
- Las inexactitudes de los métodos de análisis y diseño.
- El grado de ductilidad y la confiabilidad que requieren los miembros bajo las acciones que se consideran.
- La importancia del miembro en la estructura. Por ejemplo, para las columnas se usa un factor ϕ inferior al de las vigas porque las columnas tienen usualmente menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y por lo general la falla de una columna tiene consecuencias más desfavorables que la falla de una viga. Por otra parte, a las columnas zunchadas se les asigna un factor ϕ mayor que el de las columnas con ligaduras, puesto que tienen mayor ductilidad y más resistencia a cargas repetidas.

TABLA C-9.3 SOLICITACIONES MAYORADAS PARA DIFERENTES HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

ACCIONES	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES, U	FÓRMULAS
Permanentes	1,4 (CP + CF)	(9-1)
Permanentes y Variables	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)
	1,2 CP + 1,6 CV _t + CV	(9-3)
Permanentes, Variables y Sísmicas	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)
	1,2 CP + 1,6 CV _t + CV	(9-3)
	1,2 CP + γ CV \pm S	(9-5)
	0,9 CP + S	(9-7)
Permanentes, Variables y Eólicas	1,4 (CP + CF)	(9-1)

	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t 1,2 CP + 1,6 CV _t ± 0,8 W 1,2 CP + 0,5 CV + CV _t ± 1,6 W 0,9 CP ± 1,6 W	(9-2) (9-3) (9-4) (9-6)
Permanentes, Variables y Empujes de Tierra	1,4 (CP + CF) 1,2 (CP+ CF) + 1,6 (CV+ CE) + 0,5 CV _t 1,2 CP + 1,6 CV _t + CV 0,9 CP + 1,6 CE, cuando CP reduce CE	(9-1) (9-2) (9-3) (9-6)
Permanentes, Variables y Fluidos	1,4 (CP + CF) 1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t 1,2 CP + 1,6 CV _t ± 0,8 W 0,9 CP + 1,6 CF, cuando CP reduce CF	(9-1) (9-2) (9-3) (9-6 modif)
Impacto	En las combinaciones precedentes reemplazar CV por (CV+ I)	
Permanentes, Variables, Reológicas, Térmicas, y Asentamientos diferenciales.	1,4 (CP + CF) 1,2 (CP+ CF+ CT) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-1) (9-2)

En las ediciones previas del Código **ACI 318**, el factor de minoración ϕ era función de las solicitaciones axiales o flexionales, o de ambas. En la edición 2002 y en la presente Norma, tal como se indica en la Figura **C-9.4**, el factor de minoración se determinará del diagrama de tensiones de la sección transversal correspondiente a su resistencia teórica.; véase el Capítulo **C-10**. Los valores del factor de minoración reflejan la menor ductilidad de las secciones comprimidas con relación a las secciones traccionadas, igualmente se reconoce que las secciones confinadas por medio de zunchos son más dúctiles que las confinadas con ligaduras. En la Figura **C-9.4** se indica también el valor de ϕ en función de la razón c/d_t obtenida del diagrama de tensiones para la resistencia teórica, donde c representa la profundidad del eje neutro y d_t la distancia entre las fibras extremas comprimidas y traccionadas y en este caso coincide con d , altura útil..

En el Artículo **C-10.2** se discute el concepto de la deformación neta a tracción ϵ_t el cual también puede expresarse en función de la razón de las cuantías ρ/ρ_b . Para una sección rectangular con acero de refuerzo de $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, el valor de la deformación neta a tracción $\epsilon_t = 0,005$ corresponde a $\rho/\rho_b = 0,63$ referencias [Mast, R.F, 1992; Fanella y Rabat, 2002] para una comparación entre las ediciones **ACI 318-99** y **318 – 02**.

Los daños severos causados por el terremoto de Northridge de 1994 en los muros estructurales cortos que formaban parte del sistema resistente a cargas laterales en estructuras de estacionamientos, justifican la adopción del valor de $\phi = 0,60$ para la resistencia teórica al corte de estos miembros.

Posteriormente a la publicación del **ACI 318-02** se ha propuesto para el diseño de miembros estructurales de concreto simple un factor de minoración de 0,65 sin embargo la **Comisión Ponente** consideró prudente mantener el valor de $\phi = 0,55$.

Para las longitudes de transferencia de tensiones del acero de refuerzo no se requiere establecer un factor de minoración de resistencia porque ya se ha incorporado en el desarrollo de las fórmulas básicas del Capítulo **12**.

C- 9.5 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Se ha establecido un valor límite superior para la resistencia cedente del acero de refuerzo. porque la deformación del acero para la tensión cedente de 5600 kgf/cm^2 es aproximadamente igual a la deformación de agotamiento del concreto en compresión. El uso de acero de mayor resistencia requeriría la aplicación de restricciones adicionales. En el Capítulo **11** se establecen limitaciones adicionales para la resistencia cedente, fijando el valor máximo de la tensión cedente F_y en 4200 kgf/cm^2 . Adicionalmente, el cálculo de las flechas según

la Sección **9.6.2**, y las limitaciones en la distribución del acero de refuerzo del Artículo **10.3** son más críticas a medida que se incrementa el valor de F_y .

C-9.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

El objetivo del proyecto no es solamente obtener una resistencia adecuada sino también un comportamiento satisfactorio bajo las condiciones de servicio. En el diseño por flexión, las condiciones de servicio incluyen el control de las flechas y la fisuración. El uso creciente de materiales de alta resistencia y de métodos de diseño más refinados dan por resultado secciones de altura menor que las usadas en el pasado, por lo que son mucho más importantes la consideración de las flechas y las vibraciones bajo cargas de servicio. Para otras sollicitaciones diferentes a la flexión, los requisitos normativos de diseño también tienen por objetivo un comportamiento satisfactorio para las cargas de servicio.

La Sección **9.6.2** se refiere a las flechas o deformaciones que pueden producir las cargas de servicio. Cuando se calculan las deformaciones a largo plazo, solo es necesario considerar la carga permanente y aquella parte de la carga variable que se aplica en forma sostenida.

C-9.6.1 Espesores mínimos de losas y vigas

Los valores mínimos dados en la Tabla 9.6.1 suponen vigas y losas de concreto con peso normal y reforzada con aceros S60 ó W60 y pueden utilizarse en lugar del cálculo de las flechas únicamente cuando estos miembros no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas. Esta Tabla es válida para los miembros compuestos del Capítulo **16**.

Para los miembros de concreto liviano y/o con acero de refuerzo con resistencia cedente diferente de 4200 kgf/cm^2 deben aplicarse las correcciones indicadas. La modificación para concretos livianos se basa en los estudios de confiabilidad estructural. Para concretos con pesos unitarios entre 1900 y 2400 kgf/m^3 , el factor de corrección está próximo a la unidad, por lo cual no se indica corrección. La modificación por la resistencia cedente del acápite b., está basada en criterios de ingeniería y en las experiencias y estudios de resultados de ensayos. La expresión simple es aproximada, pero debe conducir a resultados conservadores para los miembros considerados en la Tabla para las cuantías típicas de acero de refuerzo y para los valores de F_y entre 2800 y 5600 kgf/cm^2 .

Cuando se considere que los espesores o alturas mínimas que se obtiene con esta Tabla son excesivos, el Ingeniero Estructural tiene la opción de calcular las flechas de acuerdo a la Sección **9.6.2**.

C-9.6.2 Control de flechas

Esta Sección se aplicará al control de flechas en los miembros que no cumplen el requisito de espesor mínimo o los que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañadas por grandes flechas, las cuales estarán siempre limitadas por los valores de la Tabla 9.6.1. Igualmente aplicará en la verificación del espesor mínimo de las placas.

Aún cuando los espesores mínimos de la Tabla 9.6.1 son válidos cuando las losas no soportan componentes susceptibles de ser dañados por grandes flechas, la experiencia muestra que las losas nervadas tradicionales con bloques de relleno aligerados de arcilla o concreto tiene un comportamiento satisfactorio en relación a las flechas, cuando se cumple con los espesores mínimos de la mencionada Tabla, aún cuando las losas soporten tabiques del tipo tradicional de bloques de arcilla.

Conforme a la Norma Venezolana **3400:1998**, los valores de flechas máximas de la Tabla 9.6.2 no consideran la posibilidad de estancamiento de agua, cuyo efecto debe verificarse mediante cálculos adecuados de la flecha, incluyendo las flechas adicionales debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de las cargas permanentes, la contraflecha inicial, las tolerancias de construcción y la confiabilidad de los dispositivos de drenaje.

Para el cálculo de las flechas instantáneas de vigas prismáticas no fisuradas pueden aplicarse los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, con un valor constante de inercia, I , y del módulo de elasticidad del concreto, E_c a lo largo de la viga. Sin embargo, cuando la viga se fisura en una o más secciones o si la altura es variable a lo largo de la luz, se hace necesario un cálculo más exacto. En esta Norma se seleccionó el procedimiento del cálculo del momento de inercia efectivo, I_e , por ser relativamente simple y suficientemente

exacto para su uso en el control de las flechas, con los valores de la Tabla 9.6.2 [Nowak y Szerszen, 2001; Mast, R.F, 1992]. El momento de inercia efectivo fue desarrollado para proveer una transición entre los límites superior e inferior de las inercias, I e I_{cr} , como una función del grado de fisuración, expresado en forma del cociente de momentos M_{cr} / M_a . Para la mayoría de los casos prácticos I_e será menor que I .

Para los diferentes niveles de carga o momento debe calcularse la flecha usando el momento de inercia efectivo de la fórmula (9-20) para el nivel de carga que se esté considerando, ya sea el debido a la carga permanente, o la carga permanente más la carga variable. Los incrementos de la flecha, para diferentes etapas de carga, se obtendrán como la diferencia entre las flechas calculadas para las cargas acumuladas de cada etapa.

Para miembros continuos, el procedimiento sugiere un promedio de los valores de I_e para las secciones correspondientes a los momentos positivos y negativos. En el cálculo aproximado de la flecha de miembros con sección constante se considera satisfactorio el uso de las propiedades de la sección en el centro de la luz, por cuanto la rigidez en esa sección, incluyendo el efecto de fisuración, tiene una influencia dominante en las flechas.

C-9.6.2.1 Flechas diferidas

La retracción y la fluencia debidas a cargas sostenidas producen flechas adicionales a las instantáneas. Estas flechas adicionales son llamadas flechas a largo plazo y normalmente exceden el valor de las instantáneas. Ellas son influenciadas por la temperatura, la humedad, condiciones de curado, edad del concreto para el momento en que se aplica la carga, cantidad de la armadura a compresión, magnitud de la carga sostenida y otros factores. Aunque ningún procedimiento simple puede tomar en cuenta todos estos factores, a falta de un procedimiento más rigurosos, se considera satisfactorio el uso de la fórmula (9-24) conjuntamente con los métodos dados en esta Norma para el cálculo de las flechas instantáneas, y con límites especificados en la Tabla 9.6.2 [ACI Committee 209, 1992].

Se debe hacer notar que la flecha calculada de acuerdo con esta Subsección es la flecha adicional a largo plazo debido a la carga permanente y aquella parte de la carga variable que sea mantenida por un período suficientemente largo como para causar flechas significativas. Estas flechas se calculan multiplicando la flecha instantánea causada por la carga sostenida que se considera, por el factor λ de la fórmula (9-24). La fórmula (9-24) fue desarrollada empíricamente con base en datos sobre flechas para vigas rectangulares, vigas T y en cajón.

La fórmula (9-24) para λ se presenta como el cociente de dos factores: un factor ξ que depende del tiempo, y otro $(1 + 50 \rho')$ que considera las propiedades de la sección. El término ρ' puede ser cero cuando la sección de concreto no tiene acero de refuerzo en compresión. El acero en compresión aumenta la inercia efectiva, disminuye el factor λ y por lo tanto las flechas, inicial como a largo plazo. Por esta razón se recomienda usar acero en compresión en las losas nervadas cuando es preciso controlar las flechas y en los voladizos donde el efecto rotacional del apoyo incrementa los valores de las flechas.

Para cargas sostenidas durante un período de cinco años o más se toma el valor de $\xi = 2,0$

Cuando los períodos de carga son menores, puede determinarse ξ de la curva de la Figura C-9.6.2.1. Para los miembros de dimensiones y formas usuales esta corrección puede hacerse usando la curva de la Figura C-9.6.2.1. Cuando se calculan las flechas a largo plazo puede restarse la componente de las flechas que ocurra con anterioridad a la unión de los componentes no estructurales.

C-9.6.3 Espesores mínimos de placas

En las placas consideradas en el Capítulo 13 no es necesario calcular las flechas cuando se cumplen los requisitos de espesor mínimo de la Tabla 9.6.3.1 Las fórmulas (9-25) y (9-26) proporcionan un espesor total consistente con el obtenido por la experiencia, para lograr un control satisfactorio de flechas para placas sin vigas, con o sin ábacos, y para placas convencionales armadas en dos direcciones, soportadas por vigas rígidas ($\alpha_m > 2$). Con estas fórmulas se determina el espesor de las placas macizas y por que hay que multiplicar por un factor mayor que la unidad para determinar el espesor de las losas nervadas en dos direcciones. Este factor por lo general es 1.30.

El cálculo de las flechas en placas es complicada aún cuando se suponga un comportamiento lineal y elástico. Para las deflexiones instantáneas pueden usarse los valores de E_c e I_e que se especifican en la Sección 9.6.2.

Sin embargo, pueden usarse otros métodos y otros valores de la rigidez El si ellos llegan a predicciones de la flecha que concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos representativos.

Dado que los datos disponibles sobre ensayos de flechas a largo plazo son limitados para justificar métodos de cálculos elaborados, se requiere que la flecha adicional a largo plazo para sistemas armados en dos direcciones sea calculada utilizando el factor dado en la Subsección **9.6.2.1**.

C-9.6.4 Construcción Compuesta

Puesto que fueron utilizados pocos ensayos para estudiar las flechas instantáneas y a largo plazo de miembros compuestos, las Subsecciones **9.6.4.1** y **9.6.4.2** se basan en la experiencia y los criterios del Comité **ACI 318**.

Las flechas de miembros compuestos, no pretensados, debe calcularse y compararse con los valores límites de la Tabla 9.6.2, sólo en el caso en que el espesor del miembro o de la parte prefabricada del mismo sea menor que el espesor mínimo dado en la Tabla 9.6.1. En las construcciones no apuntaladas el espesor a tener en cuenta depende de la flecha que se está considerando, sea anterior o posterior al momento en que la acción compuesta se haga efectiva. En el Capítulo **17** se establece que es necesario hacer distinción entre los miembros apuntalados y los que no lo estén. Esto se refiere al cálculo de la resistencia y no al de las flechas.

CAPÍTULO C-10 FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

C-10.1 ALCANCE

Este Capítulo recoge cambios conceptuales importantes de la versión *ACI 318-02* con respecto a sus ediciones anteriores, y cuyos antecedentes se encuentran en los trabajos de Mast [1992]. El tratamiento de los efectos de esbeltez plantea para la normativa venezolana un problema que debe ser resuelto en el futuro, la adecuación de los espectros y desplazamientos de la Norma sismorresistente Venezolana **1756:01** con el empleo de las secciones fisuradas del Código **ACI 318**.

C-10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

C-10.2.1 Tensiones en el acero de refuerzo

Para los aceros de refuerzo especificados en esta Norma es razonable suponer que cuando las tensiones son menores que F_y , las deformaciones ϵ_s son proporcionales las tensiones. En los cálculos de la resistencia se desprecia el incremento debido al efecto de endurecimiento por deformación del acero. Ver Figura **C-10.2.1**, en esta figura d_t coincide con d , altura útil.

C-10.2.2 Distribución de tensiones en el concreto

Por razones de índole practica, se permite el uso de una distribución de compresión rectangular (bloque de tensión concreto). La distribución rectangular de tensiones no es la distribución real en la zona comprimida en el estado de agotamiento resistente, pero proporciona resultados similares a los obtenidos en los ensayos. En el bloque de tensión rectangular equivalente, se usa una tensión promedio de $0,85 f'_c$ con una profundidad $a = \beta_1 c$. El valor del factor β_1 fue determinado experimentalmente.

El límite inferior de β_1 igual a 0,65 se adoptó para resistencias de concreto mayores de 560 kgf/cm^2 , de acuerdo a los resultados de ensayos de concretos de alta resistencia, se obtendrían resultados inconsistentes de no fijarse este límite inferior para β_1 , en el caso de miembros de concreto reforzado de alta resistencia solicitados a la combinación de momento y carga axial,

La resistencia a tracción por flexión del concreto, antiguamente denominada módulo de rotura, tiene una mayor dispersión que la resistencia a la compresión y es alrededor de 10 a 15% de esta última. La resistencia a la tracción se puede despreciar en los cálculos de resistencia a la flexión. Para miembros reforzados con pequeñas cuantías de acero de refuerzo esta hipótesis está en concordancia con los ensayos. Sin embargo, la resistencia a la tracción por flexión es importante analizar la fisuración y las flechas para condiciones de servicio.

C-10.2.4 Condición de deformación balanceada

Se alcanza la condición balanceada en una sección transversal, cuando la deformación máxima en la fibra extrema a compresión alcanza valor límite de 0,003 simultáneamente con la primera deformación cedente F_y/E_s en el acero de refuerzo en tracción.

La cuantía de refuerzo produce la condición balanceada en flexión, ρ_b , depende de la forma de la sección transversal y la localización del acero de refuerzo. Véase la Figura C-10.2.4.

C-10.2.5 Secciones controladas

Un miembro alcanza su resistencia teórica a flexión cuando la deformación de la fibra extrema a compresión es la deformación límite de 0,003 y en las condiciones de equilibrio, la deformación neta a tracción ϵ_t es la deformación en el centroide de los aceros de refuerzo a tracción, excluyendo las deformaciones por pretensión, fluencia, retracción y temperatura. La deformación neta a tracción en el acero de refuerzo a tracción se determina de una distribución lineal de deformaciones igual que la determinación de la resistencia teórica, mostrada en la Fig. C-10.2.1, usando semejanza de triángulos.

Cuando en el centroide de los aceros de refuerzo traccionados la deformación neta a tracción es igual o mayor que 0,005, la sección se define como controlada por tracción, hay amplios indicios de falla, ya que pueden ocurrir excesiva flecha y fisuramiento.

Puede ocurrir una condición de falla frágil con indicios inminentes como aplastamiento incipiente del concreto de recubrimiento cuando la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo en la fibra extrema traccionada es igual o menor que deformación límite de secciones controladas por compresión. Ver la referencia Naaman, A. E., [2004]

Los miembros a flexión son por lo general controlados por la tracción mientras que los miembros a compresión son controlados por compresión. Algunas secciones con baja carga axial y grandes momentos a flexión tendrán una deformación neta a tracción en el acero de refuerzo extremo entre los límites mencionados. Esas secciones están en la zona de transición entre las secciones controladas por compresión y controladas por tracción. En la Tablas 9.4 se especifican para dichas secciones apropiados factores de minoración de resistencia y para casos intermedios en la región de transición.

Las nuevas definiciones de secciones controladas por compresión o tracción traen como consecuencia que el diagrama de interacción de resistencias teóricas se mantiene igual, no así los diagramas de interacción de resistencias de diseño. En estos últimos se obtienen de los diagramas teóricos modificados por los factores de minoración de resistencia. Se diferencian de los que aparecían en los anteriores Códigos **ACI 318** por que: a) estos factores son menores, b) transición en el cambio del factor de minoración de una sección solicitada por: (i) compresión axial, y (ii) compresión axial y flexión a una sección solicitada por flexión.

En la Norma Venezolana **1753-87** al igual que en los Códigos **ACI 318** anteriores al 2002, las limitaciones de deformación a tracción para miembros solicitados por flexión no estaban establecidas, pero implícitamente en la cuantía máxima de acero de refuerzo se daba como una fracción de ρ_b , el cual depende de la resistencia cedente del acero de refuerzo. El límite de deformación neta a tracción de $\epsilon_t = 0,005$ para las secciones controladas por tracción fue escogido por ser un valor único que puede aplicarse a miembros pretensado o no pretensado.

A menos que se requiera una gran ductilidad, el límite de $\epsilon_t = 0,005$ suministra un comportamiento dúctil. Una condición donde se requiere un mayor comportamiento dúctil es el diseño con redistribución de momento pórticos y miembros continuos. El Artículo 8.5 permite la redistribución de momentos negativos. La redistribución de momentos depende de la ductilidad adecuada en las regiones de rótulas plásticas, el momento redistribuido está limitado para secciones que tienen una deformación neta a tracción mayor de $\epsilon_t = 0,0073$.

Para vigas con acero de refuerzo a compresión y vigas T, los efectos del refuerzo a compresión y las alas son también tomados en cuenta para el cálculo de la deformación neta a tracción ϵ_t .

La limitación de la cuantía máxima de $0,75\rho_b$ para miembros en flexión tomando en cuenta la deformación neta a tracción es casi parecida a las limitaciones de la Norma Venezolana **1753:87** y los Códigos **ACI 318** anteriores. El nuevo límite de $\epsilon_t = 0,004$ es ligeramente más conservador.

C-10.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

C-10.3.1 Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión

Los miembros a flexión que por razones arquitectónica u otras, tienen secciones transversales grandes, se detallarán con una cantidad mínima de acero de refuerzo.

En una sección de concreto reforzado que solo tenga una mínima cantidad de acero de refuerzo a tracción, el momento resistente calculado podría resultar ser menor que el correspondiente a la sección de concreto sin refuerzo, obtenido con base en su resistencia promedio a la tracción por flexión. En tal caso podría ocurrir una falla repentina por flexión tracción.

Para prevenir este tipo de falla, se colocará en las zonas de momento, tanto positivo como negativo, una cantidad mínima de acero de refuerzo a tracción tal como se obtiene de la fórmula (10-1). La fórmula (10-1) toma en cuenta la resistencia de concreto superiores a 315 kgf/cm^2 de manera de evitar fallas frágiles en secciones cuando se emplean concretos de alta resistencia. La cantidad de acero de refuerzo necesario para hacer que el momento resistente en una sección con alas en tracción, sea igual al momento de una sección no armada, es alrededor de dos veces que una sección rectangular o una sección con alas con estas comprimidas. En caso de volados es particularmente necesario una cantidad mayor de acero mínimo de refuerzo a tracción, debido a que los volados o miembros estáticamente determinados no tienen posibilidad de redistribución de momento.

La cantidad de acero de refuerzo requerido por la fórmula (10-1) se colocara donde sea necesaria, excepto donde el acero de refuerzo colocado sea al menos un tercio más grande del requerido por análisis. Esta excepción suministra el acero de refuerzo adicional en miembros grandes, donde la cantidad de refuerzo exigido por la fórmula (10-1) es excesivo.

En las losas y zapatas de fundaciones de espesor constante, el acero mínimo de refuerzo requerido será igual a la misma cantidad que se requiere de acuerdo al Artículo 7.7 para retracción de fraguado y variación de temperatura.

Las losas apoyadas en el suelo no se consideran como losas estructurales en el contexto de esta Sección, a menos que ellas transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al terreno, véase el Capítulo 21. En el caso de colocar acero de refuerzo en las losas, este debe calcularse con la debida consideración de todas las fuerzas de diseño. Las losas de fundación u otro tipo de losas que colaboran en la estabilidad de la estructura deben satisfacer los requisitos de esta Sección.

C-10.3.2 Distribución del acero de refuerzo

Muchas de las estructuras diseñadas por el Método de las Tensiones Admisibles, con bajas tensiones en el acero de refuerzo, cumplieron el cometido para el cual fueron proyectadas presentando una fisuración por flexión muy limitado. Sin embargo, cuando se usan refuerzos de alta resistencia por exigencia de elevadas cargas de servicio, se deben esperar fisuras visibles y es necesario detallar los aceros de refuerzo para controlar la fisuración.

Para asegurar la protección de los refuerzos contra la corrosión y por razones estéticas, es preferible tener muchas fisuras de anchura muy pequeñas a pocas fisuras anchas.

El control de la fisuración es importante cuando se usan aceros de refuerzo de resistencia cedente igual o mayores que 4200 kgf/cm^2 . Un buen detallado proporcionara usualmente un control adecuado de la fisuración.

Mediante extensos ensayos de acero de refuerzo con resaltos, se ha confirmado que el ancho de las fisuras para cargas de servicio es proporcional a las tensiones en el acero. Las variables más significativas correspondientes al detallado del acero son: el recubrimiento de protección y el área de concreto que rodea a cada barra individual en la zona de tracción máxima.

Aún en trabajos cuidadosamente realizados en laboratorios, la anchura de la fisura está sujeta a una gran dispersión, y está influenciada por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de la fisuración se obtiene cuando el acero de refuerzo está bien distribuido en la zona de máxima tracción del concreto.

C-10.3.2.1 Secciones rectangulares

Esta Subsección se sustituye el factor Z como procedimiento para controlar la fisuración dado en la Norma Venezolana **1753:87** y Códigos **ACI 318** anteriores. La separación máxima de una barra se determina directamente de la fórmula **(10-2)**. Para casos usuales de vigas con acero de refuerzo longitudinal (S-60 ó W-60), con 5 cm. de recubrimiento de protección y con $F_s = 0,60 F_y$, se ha ajustado la fórmula ACI para limitar la separación máxima a 25 cm.

La anchura de las fisuras en las estructuras es muy variable. Mediante la aplicación de la Subsección **10.3.2.1**, la separación de los aceros de refuerzo longitudinales limita las fisuras superficiales a un ancho tal que es generalmente aceptable en la práctica.

La importancia de la fisuración en la corrosión del acero de refuerzo es controversial. Investigaciones Darwin. D., et al [1985] demuestran que la corrosión no está claramente correlacionada con los anchos de las fisuras superficiales en el rango normalmente encontrado con tensiones del acero de refuerzo y niveles de carga de servicio. Por esta razón, la distinción entre la exposición exterior e interior que se hacía en la norma Venezolana **1753:87** ha sido eliminada.

A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de una evidencia experimental clara respecto a la anchura de las fisuras a partir de la cual existe peligro de corrosión. Los ensayos de concreto expuesto al medio ambiente indican que, para la protección contra la corrosión la calidad de concreto, la adecuada compactación y un amplio recubrimiento pueden ser factores de mayor importancia que la anchura de las fisuras superficiales.

Cuando se detallan miembros cuya resistencia está influenciada por las acciones sísmicas, es importante poner énfasis en los criterios de longitudes de transferencia de tensiones y longitudes de anclajes de los aceros de refuerzo, puesto que el refuerzo colocado superará en amplio margen la demanda de resistencias por acciones de servicios. Es recomendable detallar con barras de mayor diámetro siempre que cumpla con las exigencias de la Subsección **10.3.2.1** y además con los criterios antes mencionados

C-10.3.2.2 Secciones T con el ala en tracción.

En las grandes vigas T, la distribución de acero de refuerzo negativo para el control de la fisuración debe tomar en cuenta dos condiciones:

1. Una gran separación de las barras a lo largo de la anchura efectiva del ala puede provocar que se formen fisuras anchas en la losa cerca del alma.
2. Una pequeña separación de las barras cerca del alma deja desprotegidas las zonas más alejadas del ala.

La limitación de $1/10$ es para evitar una separación demasiado grande, y el requisito de un acero de refuerzo adicional es para proteger las zonas más alejadas del ala.

C-10.3.2.3 Vigas de altura efectiva mayor de 75 cm

Para controlar la fisuración del alma en vigas relativamente altas debe colocarse acero de refuerzo (acero de paramento) en las caras verticales de la zona en tracción. Sin este refuerzo auxiliar la anchura de las fisuras en el alma pueden exceder ampliamente las que se producen al nivel de los aceros del refuerzo principal. En esta Norma se ha adoptado para la altura efectiva el valor de 75 cm, menor a los 90 cm permitidos por el **ACI 318**. Ver Figura **C-10.3.2.3**

C-10.3.2.4 Vigas-pared

Véase las recomendaciones para el diseño de vigas-pared por flexión en [Park, R., y Paulay, T.; 1975].

10.4 DISEÑO POR CARGA AXIAL

C-10.4.1 Resistencia de diseño.

En esta Sección la resistencia de diseño por carga axial de una sección de un miembro comprimido, con ligaduras o zunchos se limita en 0,80 y 0,85 respectivamente, para tomar en cuenta las posibles excentricidades accidentales no consideradas en el análisis. Cuando se trata de columnas que forman parte del sistema

resistente a cargas laterales, la resistencia por carga axial debe considerarse algo menor, 0,70 a 0,75 debido a las incertidumbre que se tienen de las cargas laterales tales como las de viento y de sismo.

Deben considerarse los momentos extremos de un miembro comprimido en el diseño de los miembros adyacentes solicitados en flexión. En los pórticos no desplazables, los efectos de los momentos extremos amplificados no necesitan considerarse en el diseño de las vigas adyacentes. En los pórticos desplazables, los momentos extremos magnificados serán considerados en el diseño de los miembros en flexión, tal como se especifica en la Subsección **10.6.3.2**.

Las columnas solicitadas por momentos simultáneos en cada eje principal se diseñarán por carga axial y flexión biaxial.

C-10.4.3 Acero de refuerzo en miembros comprimidos

En Sección se determinan los límites de la cantidad de acero de refuerzo longitudinal para miembros comprimidos no compuestos. Cuando el uso de altas cuantías de refuerzo ocasione dificultades constructivas en el vaciado del concreto, se adoptará una cuantía menor, lo que puede requerir una sección de columna mayor o una mayor resistencia del concreto o del refuerzo. Cuando el empalme de las barras longitudinales de la columna se realiza por solape, la cuantía máxima de acero de refuerzo usualmente no debe exceder de 4%.

Es necesario especificar una cuantía mínima de acero de refuerzo para asegurar que las columnas diseñadas por los procedimientos de este Capítulo sean realmente de concreto reforzado. Los refuerzos son necesarios para la resistencia a flexión, la que puede estar presente aún en los casos en que los cálculos no lo indiquen, y también para reducir los efectos de la fluencia y la retracción del concreto bajo la acción de tensiones sostenida de compresión. Los ensayos han comprobado que la fluencia y la retracción tienden a transferir la carga del concreto a los aceros, con el consiguiente aumento de las tensiones de estos, siendo el incremento mayor cuando menor sea la cuantía del acero. A menos que se fije un límite inferior a esta cuantía, la tensión en los refuerzos puede alcanzar el nivel cedente bajo la acción de cargas de servicio sostenidas. La cuantía mínima desde el Código **ACI 318** del año 1936 es del 1%.

Para ambos tipos de columnas, ligadas y zunchadas, la cuantía máxima es 8%. Este límite puede considerarse como un máximo desde el punto de vista constructivo para el refuerzo en términos de economía y requisito de colocación. Cuando en el diseño se consideran las acciones sísmicas, la cuantía no excederá de 6%.

C-10.4.3.2 Cuantía de acero de refuerzo transversal

El efecto del acero de refuerzo helicoidal en el incremento de la capacidad resistente del concreto en el núcleo de la columna, ocurrirá para una carga axial y deformación suficientes como para producir el desprendimiento de la cáscara de concreto que recubre el núcleo. La cuantía del refuerzo helicoidal requerida por la fórmula **(10-5)** tiene como propósito proporcionar una capacidad resistente adicional a las columnas con carga centrada, igual o ligeramente superior por la pérdida de resistencia que se produce cuando se desprende el recubrimiento del núcleo. Los ensayos y la experiencia han comprobado que las columnas con la cuantía de acero de refuerzo helicoidal requerida por esta Subsección alcanzan una considerable ductilidad y tenacidad.

C-10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL SIMULTÁNEA

Las definiciones de secciones controladas por compresión o tracción y los cambios en los factores de minoración de resistencia, hacen que las cuantías de acero de refuerzo obtenidas sean diferentes a las cuantías que resultaban con la aplicación de los Códigos **ACI** anteriores. Considerando la misma carga axial y flexión simultánea en una sección controlada por compresión, resultará una cuantía mayor con la presente Norma que cuando se aplica la Norma Venezolana **1753:87**, y sucede lo contrario cuando se aplican las mismas solicitaciones a una sección que está en zona de transición. Véase la Figura **C-10.5** y la referencia [Rodríguez, D., 2003].

C-10.6 EFECTOS DE ESBELTEZ

Se evaluarán los efectos de esbeltez en miembros comprimidos con uno de los métodos indicados en la Tabla 10.6.1, para lo cual previamente se deberá clasificar la estructura conforme a los criterios de la Tabla 10.6. Esta clasificación puede hacerse por inspección, comparando las rigideces laterales de las columnas con la de los miembros que la arriostan lateralmente (muros estructurales, celosías u otros tipos de arriostamiento lateral),

utilizando el índice de estabilidad del entrepiso, Q , fórmula (10.6), o comparando los momentos de un análisis de primer orden con los momentos amplificados. Se considerará que la columna forma parte de un entrepiso arriostrado o no desplazable, cuando la rigidez lateral de sus arriostramientos impida que los desplazamientos laterales del entrepiso afecten sustancialmente la resistencia de la columna.

En una misma estructura pueden existir entrepisos desplazables y no desplazables.

El criterio del Ingeniero Estructural decidirá lo que constituye un arriostramiento adecuado para el tipo de estructuración en consideración.

Cuando se usa la fórmula (10-6), el valor de Q para cargas verticales mayoradas no excederá de 0,60. Esto es equivalente a $\delta_s = 2,5$. Los valores de V_u y Δ_o deben corresponder a la misma carga. En el caso de acciones sísmicas Δ_o se calculará según la fórmula (10-1) de la Norma Venezolana 1756:01

Cuando el índice Q , se calcula usando las cargas y los momentos de inercia para el Estado Límite de Servicio, las cargas gravitacionales y el corte del entrepiso se multiplicarán por 1,2 y los desplazamientos obtenidos por 1/0,70 = 1,43. Para el diseño sismorresistente, véase el Artículo C-8.5 de la Norma Venezolana 1756:01.

C-10.6.1 Evaluación de los efectos de esbeltez

En el método de la magnificación de momentos, el límite de la relación de esbeltez a $kLu/r = 100$ representa la cota superior de los valores de los ensayos reales efectuados sobre columnas esbeltas. No se impone limitación a la relación de esbeltez para el análisis de segundo orden. En la Tabla 10.6.1 y la fórmula (10-12), se cambió la convención de signo positivo a la relación M_1/M_2 para hacerla consistente con la usada en la Norma Venezolana 1618-98 para estructuras de acero, donde este análisis es más común que en estructuras de concreto. La fórmula de la Tabla 10.6.1 se ha obtenido de la fórmula (10-8) suponiendo un incremento del 5 % en el momento debido a la esbeltez, pero no incluye el factor de minoración de la resistencia a flexión, ϕ . Como primera aproximación de la fórmula de esta Tabla, puede suponerse $k = 1,0$

Las fórmulas de los factores de amplificación de los momentos suponen columnas articuladas en sus extremos, por lo que los efectos de restricción de otros vínculos se incorporan mediante la longitud efectiva kL usada en el cálculo de la carga crítica de pandeo N_c . La longitud efectiva de los miembros es una función de la rigidez relativa en cada extremo. Los estudios han indicado que esta rigidez varía con el porcentaje del acero de refuerzo en vigas y columnas y del grado de fisuración de las vigas, por esta razón el cálculo de Ψ en los miembros en flexión se hace con 0,35 I y el de los miembros comprimidos con 0,70 I .

El tradicional nomograma de Jackson y Moreland usado para calcular los valores de k en columnas de sección constante, se ha sustituido por las fórmulas C- 10-6.1, C-10.6.2 y C-10.6.5 que provienen de la Norma Británica [BSI, 1972] y las fórmulas C-10.6.3 y C-10.6.4 del Comité ACI 340.

Para miembros comprimidos de pórticos arriostrados o no desplazables, se puede tomar como un límite superior para el factor de longitud efectiva el menor valor obtenido por las dos expresiones siguientes:

$$k = 0,70 + 0,05 (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1,0 \quad \text{(C-10.6.1)}$$

$$k = 0,85 + 0,05 \Psi_{\min} \leq 1,0 \quad \text{(C-10.6.2)}$$

donde Ψ_A y Ψ_B son los valores de Ψ en los dos extremos de la columna y Ψ_{\min} es el menor de estos dos valores.

Para miembros comprimidos de pórticos no arriostrados o desplazables y restringidos en ambos extremos, el factor de longitud efectiva se puede tomar como:

Cuando $\Psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{(C-10.6.3)}$$

y cuando $\Psi_m \geq 2$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (\text{C-10.6.4})$$

donde Ψ_m es el promedio de los valores de Ψ en los extremos del miembro comprimido.

Para miembros comprimidos no arriostrados y articulados en un extremo, el factor de longitud efectiva se puede tomar como:

$$k = 2,0 + 0,3 \Psi \quad (\text{C-10.6.5})$$

donde Ψ_m es el valor correspondiente al extremo restringido.

C-10.6.2 Método P-Δ

Desde la edición de 1995, el Comité **ACI 318** introdujo el análisis de segundo orden en el proyecto de miembros comprimidos. Como en los ensayos de estructuras hiperestáticas se ha encontrado que las cargas de agotamiento pueden predecirse dentro de un 15 %, se impone como limitación al uso del análisis de segundo orden que las dimensiones finales no difieran en más del 10% con respecto a las dimensiones iniciales; cuando sea excedida esta tolerancia, deberá repetirse el análisis con las propiedades correspondientes a las nuevas dimensiones.

La rigidez **EI** utilizada en el análisis elástico, y especialmente en un análisis de segundo orden con cargas de agotamiento resistente, representa la rigidez del miembro previo a su falla inminente. Los valores de **E_cI** corresponden a la relación momento curvatura de todo el miembro y no a la de su sección más solicitada.

Por este motivo el Comité **ACI 318** recomienda usar los valores de la Tabla C-10.6.2, los cuales provienen de análisis y ensayos que incorporan cierta tolerancia con respecto a la variabilidad observada en los desplazamientos laterales calculados. La Norma Venezolana **1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes** en las Secciones 8.3.1 y C-8.3.1 explícitamente indica que sus disposiciones están basadas en rigideces calculadas con secciones no fisuradas, excepto los análisis inelásticos de sus Artículos **9.8** y **9.9**, por lo que hasta tanto no se reevalúen estos criterios, corresponderá al Ingeniero Estructural compatibilizar el análisis local de los efectos de esbeltez según los criterios **ACI** con el análisis global con secciones no fisuradas.

El módulo de elasticidad **E_c** se basa en la resistencia especificada mientras que los desplazamientos provienen del promedio de la resistencia del concreto, la cual es más alta. Los momentos de inercia de la Tabla C-10.6.2 son los valores publicados para miembros no pretensados multiplicados por 0,875. Al usar estos dos criterios los desplazamientos de segundo orden resultan estimados por exceso en un 20 a 25 %, por lo cual se introduce un factor para tomar en cuenta la variación en las propiedades de los miembros y el análisis estructural, denominado factor de reducción de rigidez ϕ_k con valores entre 0,80 y 0,85.

TABLA C-10.6.2 PROPIEDADES DE MIEMBROS RECOMENDADOS POR EL ACI 318 PARA EL ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

PARÁMETRO	VALOR RECOMENDADO
Módulo de elasticidad, E_c	Valores dados en Art. 8.3
Áreas, A	Área total, A
Momentos de inercia, I *	
Vigas	0,35 I
Columnas	0,70 I
Muros:	
No sin fisuras	0,70 I
Fisurados	0,35 I
Placas y losas planas	0,25 I
* Cuando actúen cargas persistentes, los momentos de	

inercia deben dividirse por $(1+\beta_d)$

El momento de inercia de vigas de sección T se calculará con la anchura efectiva del ala, definida en el Sección **8.7.1** En general, es suficientemente preciso tomar como inercia de la sección el doble de la inercia del alma; es decir, $2 (b_w h^3/12)$.

Cuando los muros estructurales se analizan con las solicitaciones mayoradas usando el 70 % de su inercia no fisurada, debe esperarse que el mismo se fisure en flexión, por lo que considerando la resistencia a la tracción por flexión, el análisis deberá repetirse con el 35 % de la inercia en aquellos entrepisos donde se espere fisuración bajo las solicitaciones mayoradas.

Para el análisis de segundo orden en el Estado Límite de Servicio se usarán las cargas de servicio y las propiedades representativas del grado de fisuración de las secciones. Cuando no se disponga de esta estimación del grado de fisuración, se podrán usar los momentos de inercia de la Tabla C-10.6.2 multiplicados por el factor $1/0,70 = 1,43$.

C-10.6.3 MÉTODO DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS

Los efectos de esbeltez pueden incorporarse en el diseño de forma aproximada multiplicando los momentos resultantes de un análisis de primer orden por un factor δ_s que es función de la solicitación axial N_u y la carga crítica de pandeo N_c , y a su vez depende del grado de desplazabilidad lateral del pórtico al cual pertenece la columna. La resistencia de los pórticos desplazables está controlada por la estabilidad de las columnas y el grado de restricción de las vigas. Cuando se forman rótulas plásticas en las vigas, la estructura se aproxima a un mecanismo posible de falla y se reduce drásticamente la capacidad resistente a carga axial, por lo que el Ingeniero Estructural debe considerar la resistencia que deben tener las restricciones de las vigas y miembros flexionados a los momentos magnificados de las columnas.

Para miembros comprimidos solicitados biaxialmente por momentos, deberán evaluarse separadamente los valores parámetros EI , kL , N_c y δ . Cuando las resistencias a pandeo alrededor de los ejes sean diferentes, resultarán factores de amplificación de momentos diferentes.

C-10.6.3.1 PÓRTICOS NO DESPLAZABLES

Los factores de minoración de resistencia ϕ usados en el diseño de columnas esbeltas tienen dos fuentes de variabilidad. La primera trata de incorporar la variabilidad en los valores de $E_c I$ y el análisis con momentos magnificados. La segunda, toma en consideración la diferente resistencia de las columnas ligadas y zunchadas. Los trabajos publicados indican que los valores del factor de reducción de rigidez ϕ_K y de resistencia teórica ϕ no tiene el mismo valor, contrario a lo que suponían el Código **ACI 318-89** y los anteriores. Estos estudios sugieren que para columnas aisladas, zunchadas o ligadas, puede usarse un mismo valor de $\phi_K = 0,75$ y este es el valor que aparece en las fórmulas **(10-8)** y **(10.16)**.

El principal problema en la cuantificación de la carga crítica de pandeo según la fórmula **(10.9)** es el tener un valor razonablemente aproximado de las variaciones de la rigidez $E_c I$ debido a la fisuración, la cedencia y la no linealidad de la curva tensión – deformación del concreto. La fórmula **(10-10)**, se ha obtenido para relaciones de excentricidades pequeñas y alto niveles de carga axial, situación para la cual los efectos de esbeltez son más pronunciados.

La fluencia del concreto y la prematura cedencia del acero de refuerzo en miembros comprimidos debido a las cargas persistentes, incrementan los desplazamientos laterales de la columna y por ende los momentos magnificados. Esto se toma en cuenta reduciendo la rigidez $E_c I$ en el cálculo de la carga crítica N_c y de δ_{ns} dividiendo los valores de EI de cada material entre $(1+\beta_d)$, tal como se indica en la fórmula **(10-10)**. Si bien la rigidez $E_c I$ puede calcularse con cualquiera de las fórmulas **(10-10)** o **(10-11)**, no se recomienda el uso de la fórmula simplificada **(10-11)** con cuantías elevadas del acero de refuerzo. Para $\beta_d = 0,6$ la fórmula **(10-11)** resulta en $E_c I = 0,25 E_c I$.

Como se indica en el Capítulo 2, el término β_d se define de manera diferente para pórticos desplazables que no desplazables.

El factor C_m es un factor que toma en cuenta el gradiente de momentos. Se supone que el máximo momento ocurre en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Cuando el máximo momento ocurre en uno de los extremos han comprobado que se puede diseñar con un momento uniforme equivalente $C_m M_2$. En los casos de miembros comprimidos con cargas transversales entre sus apoyos, el momento puede ocurrir en una sección alejada de los mismos, en estos casos se considera $C_m = 1,0$ y se puede usar el valor de M_2 en la fórmula (10-7).

Cuando los momentos magnificados son pequeños o cero, el diseño por esbeltez se hará para la excentricidad mínima, pero no debe aplicarse esta excentricidad mínima simultáneamente alrededor de cada eje. En cualquier caso, debe emplearse la relación M_1/M_2 de la fórmula (10-12) con los momentos mayorados provenientes de las combinaciones de diseño.

C-10.6.3.2 PÓRTICOS DESPLAZABLES

Esta Subsección recoge la revisión que del método de magnificación de los momentos de diseño se hizo en la edición del **ACI 318:95**, y que son:

1. Los momentos amplificados pueden calcularse mediante un análisis de segundo orden (Sección **10.6.2**) o mediante el procedimiento aproximado de esta Subsección usando los factores δ_s .
2. En cada extremo de la columna se sumarán los momentos $\delta_s M_s$ debido al desplazamiento del pórtico a los momentos del pórtico sin desplazamiento, M_{ns} . Estos últimos pueden obtenerse de un análisis de primer orden.
3. En las columnas esbeltas fuertemente solicitadas se compararán los momentos en el ramo con los momentos en los apoyos. Esta comparación se hace calculando el factor de amplificación de momentos para pórticos no desplazables, δ_{ns} , con la carga crítica N_c usando $k = 1,0$ o menos, en la fórmula (10-9).

El método de la amplificación de momentos puede subestimar los momentos debidos a torsión en planta, por lo que en estos casos se recomienda un análisis tridimensional de segundo orden. En el análisis de segundo orden se incluirán todas las columnas que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales.

El análisis **P-Δ** para obtener los momentos de segundo orden puede hacerse de manera iterativa mediante expresiones como la fórmula (10.15), Lai y MacGregor, [1983] han demostrado que la fórmula (10-15) predice acertadamente los momentos de segundo orden en pórticos con $\delta_s > 1,5$ Véase el Artículo **C-8.5** de la Norma Venezolana **1756-01**. El Comité **ACI 318** propone calcular Q con los valores de la Tabla C-10.6.2, que incluyen un factor equivalente del factor de reducción de rigidez ϕ_K como ya se ha indicado, por lo que una vez que se obtengan los momentos, la selección de la sección transversal de las columnas incorpora el factor de minoración de resistencia, ϕ , del Capítulo 9.

También debe investigarse la posibilidad de inestabilidad bajo cargas gravitacionales. Cuando se use el análisis de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$, el pórtico deberá analizarse dos veces, para el caso de cargas verticales mayoradas más las cargas laterales aplicadas. El análisis por cargas verticales puede ser un análisis de primer orden, pero el análisis por cargas laterales debe ser un análisis de segundo orden. Los desplazamientos del análisis de segundo orden no deben exceder 2.5 veces los desplazamientos del análisis de primer orden. Cuando en un entrepiso sea más flexible que el resto, como el caso de un piso blando, véase la Sección 6.5.2 de la Norma **1756:01** es importante realizar un análisis de segundo orden. En pórticos asimétricos, la carga lateral se aplicará en la dirección que incrementa los desplazamientos por carga vertical.

En la fórmula (10-16) la relación $\Sigma N_u / \Sigma N_c$ refleja la interacción de todas las columnas que resisten los efectos traslacionales **P-Δ**. El valor de 0,75 en el denominador de la fórmula (10-16) es un factor de reducción de rigidez, ϕ_K .

Cuando $\delta_s M_s$ se calcula con la fórmula (10-16), se establece como valor límite $\delta_s = 2,5$. Para valores mayores de δ_s , el pórtico es muy susceptible a los valores de **EI** y a la rotación de las fundaciones. Cuando se excede el límite de 2,5 se recomienda incrementar la rigidez de manera de reducir δ_s . En la sumatorias ΣN_u contribuyen todas las cargas axiales en columnas y muros, incluyendo las que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales. El límite de $\delta_s = 2,5$ es bastante alto, inherente al conservadurismo del procedimiento de la amplificación de los momentos.

Cuando se trate de una columna esbelta individual, aún en pórticos arriostrados contra la desplazabilidad, que exceda la esbeltez de la fórmula (10-17), deberá ser verificada con la fórmula (10-7).

En el análisis de segundo orden deben usarse valores realistas de la rigidez $E_c I$. Igualmente debe tenerse en cuenta el factor β_d para acciones accidentales como el viento y el sismo, que son de corta duración, $\beta_d = 0$. Para los casos inusuales de cargas laterales mantenidas, como por ejemplo empujes permanentes de tierra, β_d es diferente de cero.

C-10.7 MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

Las columnas mixtas se definen sin hacer distinción entre columnas combinadas, mixtas o tubos rellenos de concreto. No se hace referencia a otros metales distintos del acero que se usan para refuerzo, porque su empleo conjuntamente con el concreto es poco frecuente en la construcción.

El mismo procedimiento usado para calcular la interacción carga axial-momento flector en secciones de concreto reforzado puede aplicarse en a las secciones mixtas. Los diagramas de interacción N - M para los tubos rellenos de concreto tendrían una forma similar a los que se encuentran en las publicaciones especializadas tal como las Referencias Galambos, T.V., [1998] y Marín J.; y Güell, A; [1984] pero con γ ligeramente mayor que 1.

El requisito de que las cargas axiales asignadas al concreto deben ser desarrolladas por transferencia con el mismo. Significa que las columnas que tengan perfiles rellenos con o embebidos en concreto sin conectores adecuados no pueden considerarse como columnas mixtas. La transferencia directa puede desarrollarse por medio de aletas, planchas o barras soldadas a los perfiles estructurales o tubos con anterioridad del vaciado del concreto. No es necesario considerar las tensiones de compresión originadas por flexión como una parte de la carga que debe ser desarrollada por transferencia directa. El hecho de revestir con concreto todo el perfil de acero estructural puede rigidizar dicho perfil, pero no necesariamente aumentará su resistencia.

Se proporciona la fórmula (10-18) porque los requisitos dados para estimar el radio de giro dado en Sección 10.6.1 son demasiado conservadores para tubos llenos de concreto y no se aplica a miembros con formas estructurales cerradas.

En columnas de concreto reforzado, solicitadas a carga axial persistente, la fluencia transfiere parte de la carga del concreto al acero de refuerzo, incrementando así las tensiones del refuerzo. En el caso de columnas ligeramente reforzadas, esta transferencia de carga puede causar que el acero de refuerzo a compresión fluya prematuramente, dando como resultado pérdida la rigidez $E_c I$ efectiva. Por consiguiente, los términos tanto del concreto como del acero, en la fórmula (10-11), se reducen para tomar en cuenta la fluencia. Para columnas muy reforzadas o para columnas mixtas, en que el tubo o los perfiles de acero estructural constituyen un porcentaje grande de la sección transversal, la transferencia de carga debida a la fluencia no es significativa. En consecuencia, en la fórmula (10-19) sólo el $E_c I$ del concreto se reduce para cargas persistente.

C-10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

En las secciones de concreto embebidas en perfiles tubulares de acero estructural, el espesor de las paredes metálicas debe ser lo suficientemente grande para que se alcance la tensión cedente longitudinal antes que se produzca su pandeo local.

C-10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

En las secciones de concreto embebidas en perfiles tubulares de acero estructural, el espesor de las paredes metálicas debe ser lo suficientemente grande para que se alcance la tensión cedente longitudinal antes que se produzca su pandeo local.

C-10.7.3 Refuerzo helicoidal alrededor de un núcleo de acero estructural

El confinamiento ejercido por el acero de refuerzo helicoidal tiene el mismo efecto sobre el concreto que en el caso de columnas reforzadas longitudinalmente con barras. La presión lateral ejercida por el refuerzo helicoidal asegura entre el concreto, los aceros de refuerzo longitudinal, barras, y del núcleo de acero, de manera tal que los acero de refuerzo longitudinal rigidizarán y harán más resistente la sección de la columna.

C-10.7.4 Ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural

Un concreto que está encerrado lateralmente por ligaduras es probable que tenga una sección bastante delgada a lo largo de al menos una de las caras del núcleo de acero y no se debería suponer que hay interacción completa entre el núcleo, el concreto y cualquier acero de refuerzo longitudinal. Dado que el concreto tiende a separarse del núcleo, es razonable que se requiera más ligaduras que las necesarias para las columnas corrientes de concreto reforzado. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero estructural y el concreto para grandes deformaciones, el acero de refuerzo longitudinal será inefectiva para rigidizar la sección aún en el caso de que fuesen capaces de soportar fuerzas de compresión. Finalmente, la resistencia cedente del núcleo de acero estructural debería limitarse a aquella que corresponde a deformaciones que puede admitir el núcleo sin que se produzcan el desprendimiento del concreto. Se ha supuesto que el concreto axialmente comprimido no se desprenderá para deformaciones unitarias menores de 0,0018, por lo que la resistencia cedente de $0,0018 \times 2100000 = 3789 \text{ kgf/cm}^2$ representa el límite superior de la tensión máxima aprovechable del acero.

C-10.8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Este Artículo trata sobre la resistencia al aplastamiento del concreto en los apoyos. La tensión permisible de $0,85 f'_c$ se basa en ensayos. Véase también las Secciones **15.4.6** y **19.5.5**.

Cuando el área de apoyo es mayor que el área cargada en todos los lados, el concreto circundante confina el área de apoyo produciéndose un incremento en la resistencia al aplastamiento. No se da el espesor mínimo para el miembro de apoyo, el cual usualmente estará controlado por los requisitos de corte de Artículo **11.9**.

Cuando la superficie de un apoyo es inclinada o escalonada se puede todavía aprovechar la condición que el miembro del apoyo es más grande que el área cargada, en el caso en que las superficies laterales del bloque de apoyo (o de la pirámide o cono inscritos) no tengan una pendiente muy pronunciada. La figura **C-10.8** ilustra la aplicación del cono o pirámide truncados para encontrar A_2 . Estos conos o pirámides truncados no deben confundirse con las trayectorias según las cuales se distribuyen las cargas medidas que se transmiten hacia abajo a través del apoyo, pues la envolvente de estas trayectorias tendría una mayor pendiente. Sin embargo, los conos o pirámides truncados tienen las caras con pendientes más suaves para asegurar que existen en el concreto confinando la zona de tensiones elevadas. El área cargada A_1 , que no puede ser mayor que el área o placa de apoyo.

CAPÍTULO C- 11 CORTE Y TORSIÓN

C-11.2 CORTE

La resistencia al corte esta basada en el promedio de tensiones por corte de la sección total $b_w d$. En un miembro sin acero de refuerzo por corte, el alma de concreto resiste las fuerzas cortantes; en un miembro con refuerzo al corte, una porción de la resistencia por corte es soportada por la sección de concreto y el restante por el refuerzo por corte. En ambos casos la resistencia al corte soportada por el concreto V_c es la misma y se toma igual al corte que produce una significativa fisuración inclinada

Las aberturas en el alma de un miembro reducen su resistencia al corte.

En los miembros con altura variable, la tensión de corte en cualquier sección se incrementa o disminuye por la componente vertical de las tensiones de compresión inclinadas debidas a la flexión.

La falta de datos de ensayos y experiencia práctica con resistencia especificada del concreto en compresión mayor que 700 kgf/cm^2 , se ha impuesto un valor de $7,0 \text{ kgf/cm}^2$, para el cálculo de la resistencia al corte de las vigas, nervios y losas. Se podrá obviar este límite en vigas y nervios tengan en el alma un refuerzo transversal que satisfaga los requisitos mínimos. Por no disponerse de datos de ensayos de resistencia al corte en placas con concretos de altas resistencias, es prudente que la resistencia al corte en dos direcciones se calcule con el límite establecido de $7,0 \text{ kgf/cm}^2$.

Basado en los resultados de ensayos se requiere de un incremento en la cantidad de acero de refuerzo transversal para concretos de alta resistencia. Estos ensayos indican una reducción en la reserva de la resistencia al corte para f'_c altos en vigas reforzadas con la cantidad mínima de refuerzo transversal mínimo requerida, equivalente a una tensión por corte de 3.5 kgf/cm^2 . La cantidad mínima de acero de refuerzo se ha

incrementado gradualmente para mejorar la resistencia al corte de los miembros de concreto reforzado de resistencia mayor de 700 kgf/cm²; ver la fórmula (11-13).

Como se observa en la Figura C-11.2 (a), las grietas inclinadas cercanas al apoyo de la viga, se expandirán hacia arriba de la cara del apoyo alcanzando la zona de compresión a una distancia **d** de la cara del apoyo, y cuando las cargas se aplican en el tope de esa viga, los estribos que cruzarán estas grietas son tensados por cargas que actúan en la parte mas baja de cuerpo libre. Las cargas aplicadas en la viga entre la cara de la columna y un punto **d** separado de la cara son transferidas directamente al apoyo por compresión en el alma por encima de la grieta. Por consiguiente, la Norma permite diseñar para la máxima fuerza de corte mayorada a una distancia **d** de la cara del apoyo para miembros de concreto reforzado no pretensado. Se enfatiza que los estribos diseñados por corte a una distancia **d** del apoyo cruzarán las grietas potenciales, y que existe una fuerza de tracción en el acero de refuerzo longitudinal en la cara del apoyo.

Las cargas mostradas en la Figura C-11.2 (b) actúan cerca de la parte inferior de la viga. En este caso, la sección crítica se ubica en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo se transferirán al otro lado de la grieta inclinada extendiéndose hacia arriba de la cara del apoyo. Las fuerzas actuantes en la sección crítica incluirán todas las cargas aplicadas por debajo de la potencial grieta inclinada.

Si la fuerza de corte está a una distancia **d** del apoyo, las condiciones típicas de apoyos que pueden usarse incluyen: 1) miembros apoyados por contacto en su borde inferior como se muestra en la Figura C-11.2(c); y 2) miembros unidos monolíticamente con otros, como se ilustra en la Fig. C-11.2. (d).

Cuando las condiciones de apoyo no permitan aplicar las disposiciones anteriores, la sección crítica por corte será ubicada en la cara del apoyo, en este caso se incluye:

- 1) Los miembros unidos monolíticamente a otros que le sirven de apoyo y están solicitados a tracción, tal como se muestra la Figura C-11.2(e). Se investigará el corte en la conexión y el acero de refuerzo especial se colocará en la esquina.
- 2) Los miembros en el cual las cargas aplicadas no están aplicadas en o cerca de la parte superior del miembro, como se muestra en la Figura C-11.2(b). Para tales condiciones la sección crítica se toma en la cara de los apoyos. Las cargas que actúan cerca de los apoyos serán transferidas al otro lado de la grieta inclinada extendiéndose hacia arriba de la cara del apoyo. La fuerza de corte que actúa en la sección crítica incluirá todas las cargas aplicadas por debajo de la potencial grieta inclinada. y
- 3) Los miembros cargados tal que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia **d** del apoyo difiere radicalmente del corte a la distancia **d**. Esto ocurre comúnmente en ménsulas y en vigas donde la carga concentrada está localizada muy cerca del apoyo, como se muestra en la Figura C-11.2 (f), o en zapatas apoyadas sobre pilotes. En estos casos se usa el corte en la cara de los apoyos.
- 4) Los que estén unidos monolíticamente de las estructuras diseñadas según los Niveles de Diseño ND2 y ND3, por razones de mayor seguridad, ya que cercanos a los apoyos son donde se presentan las rótulas plásticas.

C-11.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTE

La fórmula básica de la resistencia al corte de miembros sin acero de refuerzo transversal es la (11-5). Se reconocen que las tres variables $\sqrt{f'_c}$, ρ_w y $\frac{V_u d}{M_u}$ afectan la resistencia de los miembros, aunque los datos de

las investigaciones indican que la fórmula (11-5) sobrestima la influencia de $\sqrt{f'_c}$, y subestima la influencia de ρ_w y $\frac{V_u d}{M_u}$. Se observa que la resistencia al corte de los miembros decrece con su altura total.

El valor mínimo de M_u igual a $V_u d$ en la fórmula (11-5) sirve para limitar V_c cerca de los puntos de inflexión.

Muchos Ingenieros Estructurales consideran conveniente suponer que el segundo término de la fórmula (11-5) es igual a $0,03\sqrt{f'_c}$ y usar V_c igual a la fórmula (11-3).

Las fórmulas (11-6) y (11-7) para miembros solicitados a compresión axial además de corte y flexión, se derivan del informe de ACI-ASCE Comité 326 [1984] Conforme N_u se incrementa el valor de V_c calculado por las fórmulas (11-5) y (11-6) excederá el límite superior obtenido por la fórmula (11-7), antes de que llegue a ser negativo el valor de M_m en la fórmula (11-6). El valor de V_c obtenido de la fórmula (11-4) no tiene ningún significado físico cuando M_m es un valor negativo. Para esta condición se podrían usar las fórmulas (11-7) ó (11-4) para calcular V_c . Los valores de V_c para miembros solicitados por carga axial y corte se muestran en la Figura C-11.3.

Debido a la complejidad de las fórmulas (11-5) y (11-6) alternativamente se permite usar la fórmula (11-4). La fórmula (11-8) se usará para calcular V_c en miembros solicitados a tracción axial significativa. El acero de refuerzo transversal se diseñará para $V_n - V_c$. Se usa el término *significativo* para reconocer que el ingeniero estructural debe usar su criterio para decidir cuando la tracción axial necesita ser considerada. Frecuentemente ocurre una baja tracción axial debido a cambios de volúmenes, pero no son importantes en estructuras con juntas de expansión adecuadas con acero de refuerzo mínimo. Es deseable diseñar el acero de refuerzo que soporte el corte total, cuando hay incertidumbre sobre la magnitud de la tracción axial.

C-11.4 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO AL CORTE

C-11.4.2 Resistencia del acero de refuerzo por corte

El límite de la resistencia cedente especificada de diseño del acero de refuerzo por corte o torsión de 4200 kgf/cm² mantiene el control del ancho de las fisuras diagonales, igualmente ocurre con el límite de la resistencia cedente especificada de diseño de las mallas de alambres electrosoldados de 5620 kgf/cm².

Guimares, G. N., et al [1992], han indicado que el desempeño de aceros de alta resistencia como acero de refuerzo por corte han sido satisfactorios. Los ensayos de vigas a escala natural indican que el ancho de las fisuras inclinadas para niveles de cargas de servicios fueron menores que las vigas reforzadas con jaulas de mallas de alambres electrosoldados de diámetros menores, diseñados sobre la base de una resistencia cedente especificada de $F_y = 5620$ kgf/cm², que las vigas reforzadas con estribos de resistencia cedente $F_y = 4200$ kgf/cm²

Es esencial que el acero de refuerzo por corte o torsión sea anclado adecuadamente en ambos extremos para que sean completamente efectivos a cada lado donde pueda formarse una potencial grieta inclinada. Por lo general estos requieren de ganchos en los extremos. Véase el Capítulo 12.

El acero de refuerzo por corte retiene el crecimiento de las grietas inclinadas; la ductilidad se incrementa y se activa un aviso de falla. En el alma de un miembro no reforzado, la formación súbita de grietas inclinadas conduce directamente a una falla frágil. Los refuerzos por corte son de gran valor cuando un miembro está solicitado por una carga de tracción inesperada o una sobrecarga. Por consiguiente, se requiere un área mínima de refuerzo por corte no menor que la dada por la fórmula (11-13) en casos donde la carga por corte mayorada V_u es mayor que $0,5\phi V_c$. Los requisitos de área mínima del refuerzo por corte no se aplican a algunos tipos de miembros tales como losas, zapatas y nervios, debido a la posibilidad de que la carga se reparta entre sus zonas fuertes y débiles. Sin embargo el resultado de las investigaciones ha demostrado en profundidad que las losas con concreto de alta resistencia pueden fallar para cargas de corte menor que V_c calculado por la formula (11-3).

Cuando se ensaya un miembro para demostrar que su resistencia a la flexión y al corte son adecuada, si se conocen sus dimensiones reales y la resistencia de los materiales, el factor de minoración de resistencia ϕ se tomará igual a uno, es decir las resistencia de diseño V_n y M_n son las teóricas. Con esto se garantiza un margen de seguridad satisfactorio para el caso en que la resistencia real de los materiales en obra fuese menor de la especificada, o las dimensiones de los miembros fuesen erróneas de manera que haya una reducción en la resistencia del miembro.

En las ediciones previas del Código ACI 318 se propuso un área mínima de acero de refuerzo transversal que era independiente de la resistencia especificada del concreto en compresión. Los ensayos indican la necesidad de incrementar el área mínima del refuerzo por corte cuando la resistencia del concreto se incrementa, para prevenir fallas súbitas por corte cuando ocurren agrietamientos inclinados. La fórmula (11-13) prevé un incremento gradual en el área mínima de refuerzo transversal mientras mantiene el valor mínimo previo.

C-11.4.3 Diseño del acero de refuerzo por corte

El diseño del acero de refuerzo por corte se basa en una modificación de la analogía de la viga de celosía con diagonales a 45°. Esta analogía supone que el corte total es resistido por los refuerzos de corte, sin embargo, considerables investigaciones tanto para miembros no pretensados como en los pretensados indican que el refuerzo por corte necesita ser diseñado para soportar solamente el corte que excede a que causa las grietas inclinadas.

Las fórmulas (11-10), (11-11) y (11-12) son presentadas en términos de la resistencia al corte V_s atribuida al acero de refuerzo por corte. Cuando se usa el refuerzo por corte perpendicular al eje del miembro, el área de refuerzo por corte A_v y su separación s , se calcularán como:

$$A_s/s = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi F_y d) \quad (\text{C-11.4.3})$$

Las investigaciones han demostrado que el comportamiento al corte de vigas planas con substancial refuerzo por flexión, se mejora cuando se reduce la separación transversal de las ramas de los estribos a través de la sección. En la presente Norma se ha modificado la Subsección 11.5.5.1 del ACI 318-02 para asegurar que se disponga al menos el acero de refuerzo por corte [Lubell, A., et al, 2004].

Aún cuando el acero de refuerzo por corte en una sección circular no puede consistir de ramas rectas, los ensayos indican que la fórmula (11-14) es conservadora cuando $d = 0,8$.

C-11.5 TORSIÓN

El diseño por torsión está basado en la analogía del tubo de pared delgada como una celosía espacial. Una viga solicitada por torsión se idealiza como una sección de pared delgada despreciando el núcleo de concreto de la viga sólida. Una vez que la viga de concreto reforzado se ha agrietado por torsión, la resistencia torsional es provista principalmente por los estribos cerrados y las barras longitudinales localizadas cerca de la superficie del miembro.

En la analogía de tubo de pared delgada se supone que la resistencia será facilitada por la superficie exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto la sección sólida como la hueca son idealizadas como tubos de pared delgadas antes y después del agrietamiento. El procedimiento de diseño se ha derivado y comparado con los resultados de ensayos MacGregor, J. G., y Ghoneim, M. G., [1995].

En un tubo de pared delgada, el producto de la tensión por corte τ y el espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro es conocido como *flujo de corte*. En cualquier punto alrededor del perímetro del tubo, la tensión por corte debido a la torsión es $\tau = T/(2A_o t)$, donde A_o es el área total encerrada por el patrón de flujo y t es el espesor de la pared en el punto donde se calcula τ . El flujo de corte sigue por la mitad del espesor de la pared del tubo y A_o es el área encerrada por el patrón del flujo de corte. Para miembros huecos con pared delgada continua, A_o incluye el área del hueco.

Los torques que no exceden aproximadamente un cuarta parte del torque de agrietamiento T_{cr} no causan una reducción estructural significativa en la resistencia a la flexión o al corte y por lo tanto son ignorados. La torsión de agrietamiento bajo torsión pura T_{cr} se obtiene reemplazando la sección real por un tubo equivalente de pared delgada de espesor t previo al agrietamiento de $0,75 A_{cp}/p_{cp}$ y un área encerrada por la línea central de la pared A_o igual a $2A_{cp}/3$. El agrietamiento se supone que ocurre cuando las tensiones principales a tracción alcanzan a $1,06 \sqrt{f'_c}$. En una viga solicitada por torsión, la tensión principal a la tracción es $\tau = T/(2A_o t)$. Así, el agrietamiento ocurre cuando τ alcanza el valor de $1,06 \sqrt{f'_c}$, dando un torque por agrietamiento T_{cr} :

$$T_{cr} = 1,06 \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2/p_{cp}) \quad (\text{C- 11.5})$$

Para miembros sólidos, la interacción ente el torque de agrietamiento y el agrietamiento inclinado por corte es aproximadamente circular o elíptico. Para relacionarlo, un torque de $0,25T_{cr}$ como el usado en el Artículo 11.5, corresponde a una reducción de 3% en el agrietamiento inclinado por corte. La reducción en el agrietamiento inclinado por corte fue considerado despreciable. La tensión por agrietamiento de $1,06 \sqrt{f'_c}$ ha sido tomado como el valor más bajo.

C-11-5.1 Momento torsor mayorado T_u

Como regla general, las vigas y las columnas no se detallan por torsión cuando se aplican los Niveles de Diseños ND3 y ND2, por que los requisitos de diseño por flexión y corte en estos Niveles cubren las demandas por torsión (torsión por compatibilidad). Sin embargo, es necesario diseñar por torsión (torsión de equilibrio) las vigas balcón [Paulay. T., y Priestley. M.J.N.1992].

En el diseño por torsión en estructuras de concreto reforzado deben identificarse dos condiciones:

a) El momento torsional no puede ser reducido por redistribución de las fuerzas internas. Se designa como torsión por equilibrio, porque el momento torsional se requiere para equilibrar la estructura.

Para esta condición, ilustrada en la Figura C-11.5.1(a), el diseño de refuerzo por torsión según las Secciones 11.5.1 hasta 11.5.4 debe resistir los momentos totales de diseño.

b) El momento torsional puede ser reducido por la redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración, cuando la torsión obtenida en los miembros torsionales para mantener la compatibilidad de deformaciones. Esta torsión se designa como torsión por compatibilidad.

Para esta condición ilustrada en la Figura C-11.5.1(b), la rigidez torsional antes de la fisuración corresponde a las secciones no fisuradas de acuerdo a la teoría de St. Venant. En la fisuración y agrietamiento torsional, se produce una gran torsión bajo un torque esencialmente constante, resultando en grandes redistribuciones de fuerzas en la estructura. El torque por agrietamiento en flexión, y corte y torsión combinados, corresponde a la tensión principal a tracción algo menor que el valor de $1,06\sqrt{f'_c}$ de las fórmulas (11-19) y (11-20).

Cuando el momento torsional excede el torque de fisuración, el momento máximo torsional mayorado se corresponde con el torque por fisuración. Se supone que este momento ocurre en la sección crítica cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecidos para controlar el ancho de las grietas torsionales. El reemplazo de A_{cp} por A , mientras en el cálculo de torque límite para secciones huecas en la Sección 11.5.1 no aplica aquí. Así, el torque después de la redistribución es mayor y por lo tanto más conservador.

Esta Subsección se aplica para las condiciones aporticadas típicas y regulares. Para estructuraciones que imponen rotaciones torsionales significantes dentro una longitud limitada de los miembros, tal como un gran torque localizado cercano a una columna rígida, o una columna que rota en la dirección reversa de la otra carga, se recomienda un análisis más riguroso.

El acero de refuerzo por torsión de los miembros analizados suponiendo secciones no fisuradas, cuyos momentos torsores estén comprendidos dentro del rango de valores del Artículo 11.5 y la presente Sección, será diseñado para resistir los momentos torsionales calculados.

No es común que una viga secundaria se apoye en una sección cercana al apoyo de una viga principal. En tal caso, se aplicará un torque y corte concentrados en la viga principal.

C-11.5.2 Dimensiones de la sección resistente a torsión.

Las dimensiones de una sección transversal se limitadas por dos razones, primero reducir ligeramente el agrietamiento y, segundo, prevenir el aplastamiento de la superficie de concreto debido las tensiones inclinadas a compresión por efecto del corte y la torsión. En las fórmulas (11-21) y (11-22), los dos términos de lado izquierdo son tensiones por corte debido a corte y torsión. La suma de esas tensiones no debe exceder a las tensiones que causan el agrietamiento por corte más $2,1\sqrt{f'_c}$, similar a la resistencia límite dada en el Artículo 11.5 para corte sin torsión. Los valores límites están expresados en términos de V_c para permitir su uso en concreto pretensado y no pretensado. Como este límite fue originalmente obtenido sobre la base de controlar el agrietamiento, no es necesario verificarlo para evitar el aplastamiento puesto que éste sucede a altas tensiones por corte

En las secciones huecas, las tensiones por corte son debidas a que las tensiones por corte y torsión ocurren en las paredes de la sección cajón, como se muestra en la Fig. C-11.5.2a y por lo tanto son sumadas directamente en el punto A, como indica la fórmula (11-22). En una sección sólida, las tensiones por corte debido a la torsión

actúan en sección exterior *tubular* mientras que las tensiones por corte son expandidas a través de del anchura de la sección como se muestra en la Fig. **C-11.5.2b**. Por estas razones, en la fórmula **(11-21)** se combinan las tensiones usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados antes que suma directa.

Generalmente, el máximo ocurrirá será en la pared donde se suman las tensiones torsionales y de corte (Punto A en la Fig. **C-11.5.2a**). Cuando las alas superior e inferior son más delgadas que las almas verticales, puede ser necesario evaluar la fórmula **(11-22)** en los puntos A y B de la Fig. **C-11.5.2.a**. Porque en estos puntos usualmente se desprecian las tensiones debido a la fuerza cortante.

El momento resistente torsional ϕT_n debe ser puede igual o mayor que la sollicitación mayorada T_u . El cálculo de la resistencia teórica a torsión T_n , se supone que todo el torque es resistido por acero de refuerzo longitudinal y transversal con $T_c = 0$. A la vez, el corte que resiste la sección de concreto V_c , no cambiará por efecto de la torsión. Para vigas con V_u más grande que $0,8\phi V_c$, la cantidad resultante de refuerzo por corte y torsión combinados es esencialmente el mismo que se requería en el Código **ACI 318-89**. Para valores más pequeños de V_u se requerirá más acero de refuerzo por corte y torsión.

La fórmula **(11-18)** está basada en la analogía de una celosía espacial como la mostrada en la Fig. C-11.5.2a con diagonales comprimidas, inclinadas un ángulo θ , suponiendo que el concreto no resiste tracción y los refuerzos están en cedencia. La resistencia torsional es suministrada principalmente por los estribos, las barras longitudinales y las diagonales comprimidas después que se desarrolla el agrietamiento torsional. El concreto exterior a los estribos es relativamente no efectivo. Por esta razón el área encerrada por el patrón de flujo de corte alrededor del perímetro del tubo, A_o , se define después del agrietamiento en términos de A_{oh} , el área encerrada por la línea central del estribo cerrado más exterior. En la Fig. **C-11.5.2b** se muestra el área A_{oh} para varios tipos de secciones.

En una sección de forma I, T o L, A_{oh} se calcula como el área encerradas en las ramas más externas de los estribos interceptados como se muestra en la Fig. **C-11.5.2b**. Cuando se requiera mayor exactitud, se puede usar la fórmula para A_o dada por Hsu, T. C. [1990].

El flujo de corte en las paredes del tubo, q , puede resolverse en las fuerzas de corte V_1 a V_4 actuando en los lados individuales del tubo o celosía espacial, como se muestra en la Fig. **C-11.5.2a**.

El ángulo θ puede obtenerse mediante un análisis estructural Hsu, T. C., [1990] o ser tomado igual a los valores dados en el Artículo **11.5**. El mismo valor de podrá ser usado en ambas fórmulas **(11.18)** y **(11-24)**. A medida que θ es más pequeño, decrece la cantidad de estribos requeridos por la fórmula **(11-21)** y al mismo tiempo se incrementa la cantidad de acero de refuerzo longitudinal demandado por la fórmula **(11-24)**.

La Fig. **C-11.5.2a** muestra las fuerzas por corte V_1 hasta V_4 resultante del flujo de corte alrededor de las paredes del tubo. En una pared del tubo, el flujo de corte V_1 es resistido por una componente de compresión diagonal en el concreto, $D_1 = V_1 / \sin \theta$. Para completar la solución de V_i , es necesario una fuerza de tracción axial en el acero longitudinal, $N_i = V_i \cot \theta$.

La Fig. **C-11.5.4** muestra las tensiones diagonales a compresión y la fuerza por tracción axial, N_i , actuando sobre un corto segmento a lo largo de la pared del tubo. Como el flujo de corte debido a la torsión es constante en todos los puntos alrededor del perímetro del tubo, el resultado de D_i y N_i actúan a través de la mitad de la altura del lado i . Como resultado, puede suponerse que la mitad de N_i será resistida por cada puntal superior o inferior, como se muestra en la figura. El acero de refuerzo longitudinal con capacidad $A_i F_y$, se colocará para resistir la suma de las fuerzas $\sum N_i$, actuando en todas las paredes del tubo.

En la obtención de la fórmula **(11-24)**, se suman las fuerzas de tracción axial a lo largo de los lados del área A_o . Estos lados forman la longitud del perímetro, p_o , aproximadamente igual a la longitud de la línea que une los centros de las barras en las esquinas del tubo. Para facilitar el cálculo se ha reemplazado por el perímetro de los estribos cerrados, p_h .

Frecuentemente, la máxima separación de los estribos está controlada por la cantidad de estribos colocados. Además, cuando actúa la combinación de corte y torsión, el área total de estribos es la suma de la cantidad colocad por corte y torsión. Para evitar la necesidad de colocar excesiva cantidad de refuerzo longitudinal, en la Subsección **11.5.3.3** establece que el A_v/s usado en el cálculo de A_i en cualquier sección dada se tomará como A_v/s calculado en esa sección usando la fórmula **(11-18)**.

Los estribos requeridos por torsión y corte se suman y se colocan para suplir al menor la cantidad exigida por cálculo. Puesto que el área de los estribos por corte viene definida en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de estribo por torsión es definida en términos de una rama solamente, la suma de ambos estribos será:

$$\text{Total } (A_{v+t} / s) = A_v / s + 2 A_t / s$$

Cuando un grupo de estribos tiene cuatro ramas por corte, solamente las ramas adyacentes a los lados de las vigas serán incluidas en la suma, porque los estribos interiores a la torsión son inefectivos.

El refuerzo longitudinal requerido por torsión se sumará en cada sección al refuerzo por flexión que actúa a la vez como por torsión. El refuerzo longitudinal escogido por la suma, pero no será menor que la cantidad requerida por el máximo momento por flexión en esa sección si este excede al momento actuante a la misma vez que la torsión. Si el momento máximo a flexión ocurre en una sección, tal como la de mitad de la luz, mientras que el momento máximo torsional ocurre en otra sección, tal como la del apoyo, el acero de refuerzo requerido puede ser menor que el obtenido de sumar el refuerzo por máxima flexión más el refuerzo por máxima torsión. En tales casos el refuerzo longitudinal requerido será evaluado en varias secciones.

Se satisfecerán los requisitos más restrictivos para la separación, el corte, y la colocación del acero de refuerzo por flexión, corte y torsión. El refuerzo por flexión se extenderá una distancia d , no menor que $12 d_b$, prolongándose hasta donde no son requeridos por flexión.

La tracción longitudinal debido a la torsión es compensada en parte por la compresión en la zona de flexo compresión, permitiendo una reducción en el refuerzo longitudinal de torsión requerido en la zona de compresión.

C-11.5.3 Acero de refuerzo por torsión.

Para resistir la tensión diagonal debida a torsión se requiere del refuerzo transversal cerrado y el refuerzo longitudinal. Los estribos deben ser cerrados, puesto que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede ocurrir en todas las caras del miembro.

En el caso de secciones solicitadas principalmente por torsión, el concreto que recubre a los estribos puede desprenderse a torques altos. Los estribos empalmados por solapes ineficientemente, conducen a una prematura falla por torsión. Por esta razón, los estribos cerrado por se podrán aceptar cuando se hacen con un par de estribos en U solapados uno al otro.

Cuando una viga de sección rectangular falla por torsión, las esquinas de las vigas tiende a desprenderse debido a las tensiones inclinadas a compresión, en las diagonales del concreto de la celosía espacial cambian de dirección en las esquinas como se muestra en la Figura C-11.5.4.1. En los ensayos los estribos cerrados anclados por ganchos de 90° fallaron cuando esto ocurría, por esta razón en todos los casos son preferibles los ganchos a 135° en los estribos torsionales. Solamente en las zonas donde la adyacencia a una losa o ala de viga, como se muestra en la Fig. C-11.5.4.1, previene el desprendimiento del concreto se pueden permitir ganchos a 90° .

Cuando en los extremos de una viga actúan altas torsiones actúan en los extremos de una viga, el refuerzo longitudinal por torsión se anclará adecuadamente. Longitudes de transferencia suficiente serán extendidas al lado exterior de la cara interna del apoyo para que se transfieran las fuerzas por tracción de las barras. Estas barras pueden requerir ganchos o barras en forma de U solapadas con el refuerzo longitudinal por torsión.

Los estribos cerrados colocados por torsión en una sección hueca serán ubicados en la mitad exterior del espesor efectivo por torsión donde el espesor de pared puede ser tomado como A_{oh} / p_h

C- 11.5.4 Detallado del acero de refuerzo por torsión

Cuando un miembro es solicitado por un momento torsional mayorado T_u más grande que los valores especificado en el Artículo 11.5, la cantidad de refuerzo transversal en el alma de sección para el corte y torsión combinado es $3,5 b_w s / F_y$. El área de dos ramas de un estribo cerrado se denota por A_v mientras que A_t es el área de una rama de un estribo cerrado.

Los ensayos de vigas de concreto de alta resistencia reforzado Roller, J. J., y Russell, H. G. [1990] indican la necesidad de incrementar el área mínima del acero de refuerzo para prevenir las fallas por corte cuando se producen las grietas inclinadas. Aunque hay un número limitado de ensayos de vigas de concreto de alta resistencia reforzado por torsión, la fórmula del área mínima de estribos cerrados horizontales ha sido cambiada por razones de consistencia con el cálculo requerido para el refuerzo mínimo por corte.

Muestras de vigas de concreto reforzado con menos de 1% de refuerzo por torsión por volumen han fallado por torsión pura debido al agrietamiento torsional MacGregor, J. G., y Ghoneim, M. G. [1995]. En el **ACI 318-89** y anteriores, fue presentada una relación que se requería alrededor de 1% de refuerzo por torsión en vigas solicitadas por torsión pura y menos en vigas con corte y torsión combinados, como una función de la relación de tensiones por corte debidos a corte y torsión. La fórmula **(11-25)** fue simplificada para suponer un valor simple de este factor de reducción y resultó en una relación volumétrica de alrededor de 0,5%.

La separación de los estribos está limitada para asegurar en las vigas el desarrollo de la resistencia a la torsión de agotamiento, prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración, y controlar los anchos de las fisuras. Para una sección cuadrada la limitación de $p_h/8$ implica separación de estribos a $d/2$, lo cual se corresponde con lo exigido por la Subsección **11.5.4.1**.

En la Sección **C-11.5.2** se indica el refuerzo longitudinal que es necesario para resistir la suma de las fuerzas debido a la torsión en las paredes de un tubo de pared delgada. Puesto que las fuerzas actúan a lo largo del eje del centroide de la sección, el centroide del refuerzo longitudinal adicional por torsión coincidirá aproximadamente con el centroide de la sección. La Norma hace cumplir este requisito al recomendar que el refuerzo longitudinal por torsión sea distribuido alrededor del perímetro de los estribos cerrados. En cada esquina son requeridas barras longitudinales para suministrar el anclaje a las ramas de los estribos. Las barras esquineras son muy efectivas en el desarrollo de la resistencia torsional y en el control de la fisuración.

Como las grietas de tracción diagonal se desarrollan en una forma helicoidal, la distancia $(b_t + d)$ mas allá del punto teórico donde son requeridas como refuerzo torsional es mayor que el usado por el acero de refuerzo por flexión y corte.

C-11.6 CORTE POR FRICCIÓN

Con excepción del Artículo **11.6**, virtualmente todos los requisitos con respecto al corte intentan prevenir las fallas por tracción diagonal antes que fallas por transferencia de corte directo.

El propósito del Artículo **11.6** es proporcionar métodos de diseño para considerar la transferencia del corte en las siguientes condiciones: a) una interfase entre concreto vaciado en diferentes tiempos, b) una interfase entre el concreto y el acero y c) otras situaciones donde este es considerado apropiado para investigar la transferencia por corte a través de un plano en el concreto estructural.

Aunque el concreto no fisurado es relativamente fuerte al corte directo, hay siempre la posibilidad formación de fisuras en una situación desfavorable. El concepto corte por fricción supone que se formará una grieta y que el acero de refuerzo debe ser colocado perpendicular a ella para resistir los desplazamientos relativos a lo largo de la fisura o grieta. Cuando el corte actúa perpendicular a una fisura, una de sus caras se deslizará con relación a la otra. Cuando la cara de la fisura es rugosa o irregular, el deslizamiento es acompañado por la separación de las caras. Para el estado de agotamiento, esta separación es suficiente para producir tracción en el refuerzo que atraviesa la grieta hasta alcanzar su tensión cedente. El refuerzo provee una fuerza de compresión $A_{vf}F_y$ entre la cara de la grieta. El corte aplicado es resistido por la fricción entre las caras de grietas, la resistencia al corte por los salientes en esas caras, y por la acción de dovela del refuerzo que atraviesa la grieta. El éxito en la aplicación del Artículo **11.6** depende de la adecuada selección de la ubicación de la supuesta grieta.

La relación ente la resistencia para la transferencia de corte y el refuerzo que atraviesa el plano de corte puede ser expresado de varias maneras. Las fórmulas **(11-26)** y **(11-27)** de la Sección **11.6.1** están basadas en el método de corte por fricción, el cual predice conservadoramente la resistencia a la transferencia por corte. Según las disposiciones de la Sección **11.6.1**, podrán usarse otras relaciones más precisas de la resistencia [PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete; 1992]; Por ejemplo, cuando el refuerzo por corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte teórico V_n es:

$$V_n = 0,8A_{vf}F_y + A_cK_t$$

donde A_c es el área de la sección de concreto que resiste corte por transferencia en cm^2 y $K_t = 28 \text{ kgf/cm}^2$ para concreto de peso normal, 14 kgf/cm^2 para concreto totalmente aligerado y 18 kgf/cm^2 para concreto liviano dosificado con arena. Estos valores de K_t se pueden para concreto vaciado monolíticamente y concreto vaciado sobre concreto endurecido con superficie rugosa, tal como se especifica en la Sección 11.6.2.

En esta fórmula, el primer término representa la contribución de la fricción a la resistencia al corte por fricción (0,8 representa el coeficiente por fricción). El segundo término representa la suma de la resistencia al corte por los salientes en la cara de la grieta y la acción de dovola del refuerzo.

Cuando el refuerzo de corte por fricción es inclinado al plano de corte, tal que la fuerza que produce tracción en el refuerzo, la resistencia al corte V_n está dado por la siguiente fórmula:

$$V_n = A_{vf}F_y (0,8 \text{ sen } \alpha_f + \text{cos } \alpha_f) + A_c K_t \text{sen}^2 \alpha_f$$

donde α_f es el ángulo entre el refuerzo de corte por fricción y el plano de corte, es decir $0 < \alpha_f < 90^\circ$.

Cuando se usa el método modificado de corte por fricción, para que las fórmulas de diseño sean válidas, los valores de $(A_{vf}F_y / A_c)$ o $(A_{vf}F_y \text{ sen } \alpha_f / A_c)$ no será menores que 14 kgf/cm^2 .

Cuando el refuerzo de corte por fricción está inclinado con respecto al plano de corte, tal que la componente de la fuerza de corte paralela al refuerzo tiende a producir tracción en el refuerzo, parte del corte es resistido por la componente paralela al plano de corte de la fuerza a tracción en el refuerzo. La fórmula (11-27) podrá ser usada solamente cuando la componente de la fuerza de corte paralela al refuerzo produce tracción, como se muestra en la Fig. C-11.6. Cuando α_f es más grande que 90° , el movimiento relativo de la superficie tiende a comprimir la barra y no es válida la fórmula (11-27).

C -11.6.1 Resistencia de diseño

En el método de cálculo de corte por fricción, se supone que toda la resistencia al corte es debida a la fricción entre las caras fisurada, por lo tanto, es necesario usar valores artificialmente altos del coeficiente por fricción en las fórmulas de corte por fricción tal que la resistencia por corte calculada este en razonable concordancia con los resultados de los ensayos. Para concreto vaciado contra concreto endurecido no rugoso en acuerdo con la Sección 11.6.2, la resistencia al corte es primeramente debido a la acción de dovola del refuerzo. Los ensayos indican que es apropiado el valor reducido de $\mu = 0,6\lambda$ especificado para estos casos. Se especifica este límite superior de la resistencia por corte en las fórmulas (11-26) y (11-27) porque son no conservadoras cuando V_n tiene un valor muy grande.

Cuando una fuerza a tracción resultante actúa perpendicular a plano de corte, el refuerzo requerido por tracción será colocado adicional al que se provee para transferir corte. La tracción puede ser causada por restricción de deformaciones debido a cambios de temperatura, fluencia y retracción. Tales fuerzas a tracción causaran fallas, particularmente en los apoyos de las vigas.

Cuando actúan momentos en el plano de corte, las tensiones de tracción por flexión y las tensiones por compresión a flexión están en equilibrio. No hay cambio en la resultante a compresión $A_{vf}F_y$ actuando perpendicular al plano de corte y la resistencia de la transferencia por corte no cambia. Por lo tanto, de acuerdo con estudios experimentales no es necesario colocar refuerzo adicional para resistirlas tracciones por flexión, a menos que el refuerzo a tracción por flexión requerido exceda la cantidad de refuerzo por transferencia por corte colocado en la zona de tracción a flexión.

También ha sido demostrado experimentalmente que cuando una fuerza a compresión resultante actúa perpendicular al plano de corte, la resistencia por transferencia por corte es función de la suma de la fuerza a compresión resultante y la fuerza $A_{vf}F_y$ en el refuerzo de corte por fricción. En el diseño se toma ventaja de la existencia de fuerzas de compresión perpendicular al plano de corte para reducir la cantidad de refuerzo de corte por fricción requerido, solamente cuando es cierto que las fuerzas a compresión permanentes.

Cuando el momento no actúa perpendicular al plano de corte, se distribuirá el refuerzo uniformemente a lo largo de dicho plano para minimizar los anchos de las fisuras y grietas, y cuando un momento actúa perpendicular al plano de corte, es deseable distribuir el refuerzo de corte por transferencia primeramente en la zona de tracción a flexión.

Como el refuerzo de corte por fricción actúa por tracción, se anclarán en ambos lados del plano de corte. Además, el anclaje de refuerzo por corte por fricción se embeberá en el refuerzo principal para evitar que una grieta potencial que puede pasar entre el refuerzo de corte por fricción y la sección del concreto. Este requisito es importante para insertos de acero soldados a pernos de cabeza para conexiones en concreto prefabricado o vaciado en sitio. El anclaje puede ser transferido por adherencia, o por anclaje mecánicos soldados, dovelas de roscas y tornillos insertados. Por limitaciones de espacio frecuente se usan anclajes mecánicos soldados. Para anclajes de pernos en concretos ver [PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete, 1992].

C- 11.7 VIGAS- PARED

Park, R. y Paulay, T. [1975] han discutido el comportamiento de las vigas pared. Este se aplicará a las vigas pared solicitadas por cargas gravitacionales aplicadas en el tope de la viga y ella está apoyada en sus caras inferiores. Cuando las cargas son aplicadas a lo largo de los lados o por debajo del miembro, el diseño por corte será el mismo como si fuera una viga ordinaria.

En las vigas pared el refuerzo longitudinal se extenderá hasta los apoyos y anclados adecuadamente por embebimiento, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales. No se recomienda el doblado de las barras.

Las vigas pared pueden ser diseñadas por el Método de las Bielas. La Subsección 10.3.2.4 permite el uso de campos de tensiones no lineales cuando se dimensionan las vigas pared. Tales análisis consideran los efectos de agrietamiento en la distribución de tensiones.

Las cantidades relativas de refuerzo horizontal y vertical han sido intercambiadas debido a que los ensayos han demostrado que el acero de refuerzo vertical por corte es más efectivo que el refuerzo horizontal. La separación máxima de las barras ha sido reducida de 45 cm a 30 cm, porque este acero se coloca para restringir la anchura de las grietas.

C-11.8 REQUISITOS ESPECIALES PARA MÉNSULAS, CONSOLAS Y SOPORTES SIMILARES

C-11.8.1 Métodos de análisis

La notación usada en el Artículo 11.8 se presenta en la Figura C-11.8.

Las ménsulas y consolas son volados que tiene una relación luz de corte – altura menor o igual a la unidad, actúan como celosías simples o vigas pared antes que miembros a flexión. La notación usada en el Artículo 11.8 se presenta en la Figura C-11.8.

La ménsula mostrada en la Figura C-11.8.1 puede fallar por corte a lo largo de la interfase entre la columna y la ménsula, por la cedencia del refuerzo a tracción, por el aplastamiento o deslizamiento del puntal de compresión, o por una falla localizada por aplastamiento o corte debajo de la placa cargada. Estos modos de falla han sido mostrados y discutidos detalladamente por el [Comité ACI-ASCE 426, 1973].

El límite superior de 1 para a/d es impuesto por dos razones. 1) para relaciones luz de corte- altura que exceden a la unidad, las fisuras por tensión diagonal son menos abruptamente inclinadas y el uso de estribos horizontales solos como se especifica en la Sección 11.8.3 no es apropiado. 2) Este de diseño ha sido solamente validado experimentalmente para $a/d \leq 1,0$. Se asigna un límite superior para N_{uc} por que este método de diseño ha sido solamente validado experimentalmente para N_{uc} menor o igual a V_u incluyendo N_{uc} igual a cero.

Se requiere de una altura mínima en el borde exterior del área cargada tal que una falla prematura no ocurrirá debido a una grieta grande por tracción diagonal se propague de debajo del área cargada a la cara exterior en pendiente de la ménsula o apoyo. Las fallas de este tipo han sido observadas en ménsulas que tienen una altura del borde exterior del área aplastada menor que la requerida en esta Sección.

C- 11.8.2 Resistencia al corte

Los ensayos han demostrado que la resistencia mínima por corte en ménsula o apoyos de concreto totalmente livianos es función tanto de f'_c como a/d , pero no hay datos disponibles para los mismos miembros con concretos livianos dosificados con arenas por lo que se han adoptado las mismas limitaciones para ambos tipos de concretos livianos.

C- 11.8.3 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para resistir momento se calculará usando la teoría de flexión. El momento mayorado se calculará sumando los momentos que concurren alrededor del refuerzo por flexión en la cara del apoyo. Los ensayos sugieren que la cantidad $(A_s + A_n)$ requerido a través de la cara del apoyo será el valor mayor entre:

- a) $A_{vf} + A_n$
- b) $1,5 A_f + A_n$

Cuando controla a), se requiere como refuerzo principal a tracción $A_s = (2A_{vf}/3 + A_n)$ y el restante $A_{vf}/3$ se colocará como estribos cerrado paralelos a A_s y distribuidos dentro de $2d/3$, adyacente a A_s . Esta condición satisface el requisito de $A_n = 0,5(2A_{vf}/3)$.

Cuando controla b), se requiere como refuerzo principal a tracción $A_s = (A_f + A_n)$ y el $A_f/2$ sobrante será colocado como estribo cerrado paralelo a A_f y distribuido dentro de $2d/3$, adyacente a A_s .

Para prevenir una falla prematura de tracción diagonal en la ménsula o consola son necesarios los estribos cerrados paralelos al refuerzo principal por tracción. El área requerida de estribos cerrados $A_n = 0,5 (A_s - A_n)$ cumple automáticamente las cantidades apropiadas.

Para prevenir una falla súbita que puede ocurrir en la sección de concreto de las ménsulas o apoyos debida a la acción de momento flector y fuerza a tracción hacia afuera N_{uc} , la cantidad de refuerzo requerido es mínima.

Debido a que la componente horizontal de la carga inclinada de compresión (ver Figura C-11-8.1) se transfiere al refuerzo principal por tracción en donde esta ubicada la carga vertical, el refuerzo A_s es esencialmente traccionado uniformemente de la cara del apoyo al punto donde la carga vertical está aplicada.

Por lo tanto el refuerzo será anclado en su extremo exterior o sobre la columna de apoyo, tal que se capaz de transferir su resistencia cedente de la cara del apoyo a la carga vertical. El anclaje adecuado en el extremo exterior puede ser obtenido por el dobléz de los refuerzos A_s en un gancho horizontal como se especifica en b), o por soldadura a una barra de igual diámetro o a un ángulo de acero de tamaño adecuado en los extremos de las barras A_s . El diseño de la soldadura permitirá la transferencia de la resistencia cedente. Los detalles de soldadura usadas con éxito en ménsulas y se muestran en la Figura C-11.8.3. El refuerzo A_s deberá ser anclado dentro de la columna de apoyo de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12

Es necesario hacer restricciones sobre la ubicación del área de apoyo, para asegurar la transferencia de la resistencia cedente del refuerzo A_s cerca de la carga. Cuando las ménsulas son diseñadas para resistir fuerzas horizontales, se soldará la placa de soporte al refuerzo por tracción A_s .

C-11.9 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS

Se hacen diferencias entre losas, placas y zapatas alargadas y angostas actuando como vigas, y losas, placas zapatas solicitadas por acciones en dos direcciones donde la falla puede ocurrir por punzonado a lo largo un cono truncado o una pirámide alrededor de una carga concentrada o el área de reacción.

La sección crítica por corte en losas solicitadas por flexión en dos direcciones sigue el perímetro a los borde del área cargada. Las tensiones por corte que actúan sobre esta sección debido a las cargas mayoradas es función de $\sqrt{f'_c}$ y de la relación entre las dimensiones de los lados de la columna y la altura efectiva de la losa. Por razones de simplicidad se ha supuesto una sección pseudocrítica localizada a una distancia $d/2$ del perímetro de la carga concentrada, entonces la resistencia por corte es casi independiente de la relación entre el tamaño de la columna y la altura de losa. Para columnas rectangulares, la sección crítica está definida por una línea recta a una distancia $d/2$ de los bordes del área cargada.

Para losas con espesor uniforme, es suficiente verificar la resistencia por corte en una sección. Para losas con cambios de espesor, tal como los extremos con ábacos, es necesario verificar la resistencia por corte en varias secciones.

En los volados de la losas más allá de la columna, el perímetro crítico podrá ser de tres o cuatro lados.

C-11.9.1 RESISTENCIA AL CORTE

Para columnas cuadradas, las tensiones por corte debido a las cargas por agotamiento en placas está limitado a $1,06\sqrt{f'_c}$. Sin embargo, los ensayos del [Comité ACI-ASCE 426.1974] indican que este valor no es conservador cuando la relación β_c de la longitud mayor entre la longitud menor de una columna rectangular o el área cargada es mayor que 2,0. En estos casos, las tensiones reales por corte en la sección crítica de falla por punzonado disminuyen del valor máximo $1,06\sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de la columna o área cargada a $0,53\sqrt{f'_c}$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Los ensayos indican que la tensión V_c decrece cuando se incrementa la relación b_o/d . Las fórmulas (11-32) y 11-33) fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos.

Para formas diferentes a las rectangulares, se toma β_c e como la relación de la dimensión total mayor del área efectiva cargada a la dimensión perpendicular total mayor de la mencionada área, como se ilustra para una sección L en la Figura C-11.9.1. El área efectiva cargada es esa área totalmente encerrada en el área real cargada, para la cual el perímetro es mínimo.

Las investigaciones en losas [Yamada, T.; et al; 1991 y ACI-ASCE Committee 421; 1999] han demostrado que donde el refuerzo por corte consistente en barras o alambres, en estribos de una o varias ramas, o estribos cerrados, puede incrementarse la resistencia por corte al punzonado. Los límites de separación dados en la Sección 11.4.3 corresponden a detalles de refuerzo por corte en losa. En la Sección 12.4.2 se dan los requisitos de anclaje para refuerzo por corte tipo estribos que pueden ser aplicados a las barras o alambres usados refuerzo por corte en losas. Es esencial que este refuerzo por corte arriestre al refuerzo longitudinal superior e inferior de la losa como se muestra en el detalle típico de la Fig. C-11.9.4a hasta c. El anclaje del acero de refuerzo de acuerdo a los requisitos de la Sección 12.4.2 es difícil de hacer en losas de espesores menores a 25 cm. El refuerzo por corte que consiste en barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por una placa o un cabezal capaz de transferir la resistencia cedente a las barras ha sido usado con éxito.

En la conexión losa-columna para la cual el momento de transferencia es despreciable, el refuerzo por corte se colocará simétrico alrededor del centroide de la sección crítica, ver Fig. C-11.9.4d. Los límites de separación de los refuerzos definidos en la Sección 11.9.3 también se muestran en las Figs. C-11.9.4d y e. En columnas de borde o para conexiones interiores donde el momento es significativo se recomiendan estribos cerrados en un arreglo tan simétrico como sea posible. Aunque la tensión promedio por corte en las caras AD y BC de la columna exterior en la Fig C-11.9.4.e son más bajos que en la cara AB, los estribos cerrados se extenderán de las caras AD y BC para suministrar capacidad torsional a lo largo de los bordes de la losa.

C- 11.9.4. Parrilla de perfiles estructurales como refuerzo por corte

El procedimiento de diseño está sustentado en ensayos

Tres criterios básicos debe ser considerados en el diseño de parrillas para conexiones que transfieren corte debido a cargas gravitacionales.

- 1) Suministrar una mínima resistencia a flexión para asegurar que la resistencia por corte de losa se alcanza antes que la resistencia a flexión de la parrilla sea excedida
- 2) En las losas, se limitarán las tensiones por corte en los extremos de la parrilla, y
- 3) Satisfechos los dos criterios anteriores, el diseñador podrá reducir el refuerzo negativo de la losa en proporción a la contribución de momento de la parrilla en la sección a diseñar.

C- 11.9.4.2 SECCIÓN CRÍTICA

Cuando se desprecia el corte pico en la cara de la columna y se supone ϕV_c alrededor de la mitad del valor de V_u , la contribución del momento de la parrilla M_v podrá ser calculada conservadoramente por la fórmula (11-35), en la que el ϕ es el factor de minoración por flexión.

C- 11.9.4.3 Momento resistente de una parrilla

La distribución idealizada de corte supuesta a lo largo de un brazo de una parrilla en una columna interior se muestra en la Fig. **C-11.9.4.3**. El corte a lo largo de cada brazo se tomará como $\alpha v V_c / \eta$ donde αv y η . Sin embargo, el corte pico en la cara de la columna se toma como el corte total considerado por brazo $V_u / \phi \eta$ menos el corte considerado transportado a la columna por la zona de concreto comprimido de la losa. El último término se expresa como $(V_c / \eta) (1 - \alpha v)$ tal que se aproxima a cero para parrillas muy pesada y a $V_u / \phi \eta$ cuando se usan parrilla liviana. De la suposición que ϕV_c es mas o menor la mitad de la fuerza de corte V_u resulta la fórmula (**11-36**). En esta fórmula, M_p es el momento resistente plástico requerido en cada brazo de la parrilla necesario para asegurar que el corte mayorado V_u es el momento resistente de la parrilla. El valor L_v es la longitud del centro de la columna al punto en el cual no se requiere la parrilla, y la distancia $c_1/2$ es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

Los resultados de los ensayos indican que las losas con parrillas subreforzadas fallan en una sección crítica en el extremo de parrilla a una tensión de corte igual a $1,06 \sqrt{f'_c}$. Aunque el uso de parrillas sobre reforzada conducen la resistencia por corte alrededor de un valor equivalente de $1,06 \sqrt{f'_c}$, los datos limitados de ensayos sugieren que es deseable un diseño conservador. Por lo tanto la resistencia al corte será calculado como $1,06 \sqrt{f'_c}$ en una sección crítica supuesta localizada dentro del extremo de la parrilla.

La sección crítica es tomada a través de los $\frac{3}{4}$ de los brazos de la parrilla de la distancia $(L_v - 0,5 c_1)$ de la cara de la columna al extremo de la parrilla. Sin embargo, la sección crítica supuesta no necesita ser tomada mas cerca que $d/2$ a la columna.

C- 11.9.5 Aberturas en losas y placas

Los requisitos para el diseño de aberturas en losas, placas y zapatas fueron desarrolladas por el Comité **ACI 426** en 1962. Investigaciones posteriores del mismo Comité **ACI 426** han confirmado que estos requisitos son conservadores.

C- 11.9.6 Transferencia de momentos en conexiones losa-columna

Cuando el momento transferido entre la columna y la losa es del orden del 60%, se considerará la transferencia por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en el Artículo **11.9**, y el 40% restante transferido por excentricidad del corte alrededor del centroide de la sección crítica

Para columnas rectangulares, la porción del momento transferido por flexión incrementa con el ancho de la cara de la sección crítica que resiste los incrementos de momento, como indica la fórmula (**11-37b**). Como muchos de los datos fueron obtenidos de ensayos de columnas cuadradas, y se dispone de poca información para columnas redondas, éstas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas, como se indica en la Fig. **C-11.9.6**.

La distribución de tensiones supuesta para las columnas, interiores y exteriores. El perímetro de la sección crítica ABCD se determina de acuerdo con la Sección **11.9.6**. La fuerza de corte mayorada y el momento no balanceado M_u son determinado en el eje del centroide c-c de la sección crítica. Las tensiones máximas por corte mayorado se puede calcular con las siguientes fórmulas

$$V_{u(AB)} = V_u / A_c + \gamma_v M_{ucAB} / J_c$$

$$V_{u(CD)} = V_u / A_c + \gamma_v M_{ucCD} / J_c$$

donde γ_v está dada en la fórmula (**11-37a**). Para una columna interior, A_c y J_c pueden ser calculados como:

$$A_c = \text{área del concreto en la sección crítica supuesta} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

J_c = propiedad de la sección crítica supuesta análoga a el momento polar de inercia

$$= d(c_1 + d)^3 / 6 + (c_1 + d)d^3 / 6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2$$

fórmulas similares para A_c y J_c pueden desarrollarse para las columnas ubicadas en los bordes o esquinas de una losa.

La sección crítica más allá de donde ha sido colocado el refuerzo por corte el refuerzo por corte generalmente tiene una forma polígona.

Los ensayos indican que son apropiadas las secciones críticas para los cálculos de las tensiones por corte causada por la transferencia de momentos aun cuando se usen las parrillas. Aún cuando las secciones críticas por corte directo y corte debido al momento transferido, coinciden o son cercanos a las columnas de esquinas donde las fallas se inicia. Por que las parrillas atraen como un embudo más corte hacia la columna, es conservador tomar las tensiones máximas por corte como la suma de los dos componentes.

C- 11.10 CORTE EN NODOS VIGA-COLUMNA DE EDIFICACIONES CON NIVEL DE DISEÑO ND1

En ensayos se ha demostrado que los nodos interiores vigas-columna no requieren acero de refuerzo cuando el nodo está confinado por los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente iguales [ACI-ASCE Committee 352; 1991]. Sin embargo, los nodos sin confinamiento lateral, como los nodos exteriores de un edificio, necesitan acero de refuerzo por corte para prevenir el deterioro debido al agrietamiento por corte.

C- 11.11 CORTE EN COLUMNAS CAUTIVAS

Cuando no se puedan adoptar las disposiciones mostradas en la Fig. **C.11.11.1a** y **C-11.11.1b** la resistencia al corte de una columna, podrá calcularse mediante un diagrama N- M, como el mostrado en la Figura **C-11.11.2**

CAPITULO C-12 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA

C-12.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene disposiciones que deben aplicarse al detallado del acero de refuerzo de los miembros de concreto reforzado, ya sean barras o mallas de alambres electrosoldados, con el objeto de que las tensiones de diseño entre el concreto y el acero sean transferidas de manera efectiva, sin perjuicio de las otras disposiciones de esta Norma que deba adoptar el Ingeniero Estructural para cumplir con el mismo propósito.

Es importante destacar que en este Capítulo no se utiliza el factor de minoración de resistencia, ϕ , porque ya ha sido tomado en cuenta en las fórmulas de las longitudes de transferencia.

Se reconocen tres modos de transferencia de tensiones: La transferencia de tensiones del acero al concreto por medio de la longitud del acero de refuerzo y/ o la transferencia por anclaje; y la transferencia entre las barras por medio de empalmes.

El concepto de la longitud de transferencia (*longitud de desarrollo* en las versiones anteriores de esta Norma) fue introducido por primera vez en el Código **ACI 318-71** para satisfacer la dualidad de requisitos de adherencia por flexión y de adherencia por anclaje de las ediciones anteriores. De esta manera no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión que hace énfasis en el cálculo de las tensiones máximas teóricas de adherencia. La consideración de una resistencia promedio de adherencia sobre una longitud total de transferencia del acero de refuerzo es más representativo, porque de los ensayos se deduce una resistencia promedio de adherencia a partir de una longitud embebida y porque hay variaciones extremas en las tensiones de adherencia locales cerca de las grietas producidas por flexión. Se requieren longitudes de transferencia especificadas porque el acero de refuerzo altamente tensionado tiende a desprender los recubrimientos delgados. Una sola barra embebida en la masa de concreto no requiere una longitud de transferencia tan grande, sin embargo, aún en una masa grande de concreto una capa de barras de concreto puede producir un debilitamiento al formar una grieta en el plano de las barras y paralela a las mismas.

A partir de las secciones de tensiones máximas en el acero de refuerzo, sean barras alambres de mallas electrosoldados se prolongarán por lo menos la longitud de transferencia mínima especificada. Las secciones de tensiones máximas se especifican en la Sección **12.2.3**.

C-12.2 LONGITUD DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Para desarrollar las tensiones máximas que ocurren en el acero de refuerzo es necesario prolongar las barras desde el punto de tensión máxima o bien un anclaje. Esta longitud de transferencia o de anclaje es necesaria a ambos lados de tales puntos de tensiones máximas para asegurar la transferencia de tensiones entre el acero y

el concreto. Puesto que habitualmente el refuerzo tiene una longitud considerable a un lado del punto de tensión máxima, los cálculos se hace en un solo lado, por ejemplo el acero de refuerzo para momentos negativos se prolonga a través del apoyo hasta la mitad del tramo siguiente.

C-12.2.1 Acero de refuerzo en tracción

Las fórmulas (12-1), (12-3) y (12-4) difieren de las del **ACI 318-02**. Como se observa en la Figura **C-12-2**, se compararon las fórmulas **ACI 318** con las de la **AASHTO**, el **Eurocódigo 2** y la **NZS 3101:1995** y se obtuvo una recta de regresión para suavizar las discontinuidades que se observan en el **ACI** entre las barras No. 6 o menores y las barras No. 7 o mayores. En todo caso, la fórmula (12-3) es conservadora. Las pendiente **ACI** las cuales son de $F_y / 25 \sqrt{f'_c}$ y $F_y / 20 \sqrt{f'_c}$ expresadas en unidades métricas, es decir 0,148 y 0,185 se sustituyen por 0,192. Esta fórmula conduce a valores algo mayores que los de NZS 3101:1995; el coeficiente de la fórmula (12-4) es el producto de 0,192 x 1,5. Como se aprecia en la Tabla 12.2.1.a, en estas fórmulas no se incluye el factor del tamaño de la barra, γ , dado en la Tabla 12.2.1b, para evitar la discontinuidad entre las barras No. 6 a No. 7. Véase la Figura **C-12.2.1**

El factor por exceso del acero de refuerzo especificado en la Tabla 12.2.1.b se aplicará solamente en aquellos casos donde no se requiere desarrollar totalmente la tensión cedente especificada F_y , Así por ejemplo, están exentos de la aplicación de este factor el acero de refuerzo por momento positivo en los apoyos (Subsección **12.2.3.1**, el acero de refuerzo para retracción de fraguado y variación de temperatura (Artículo **7.7**) o por requisitos de integridad estructural (Artículo **7.8**), y el acero de refuerzo en placas sin vigas (Sección **13.4.4**).

La fórmula (12-1) se ha derivado de trabajos previos del Comité 408 [ACI 408, 1990; Jirsa, Luz y Gergely, 1979] y permite ver los efectos de todas las variables que controlan la longitud de transferencia. El término c_d representa el efecto del recubrimiento o de la separación del acero de refuerzo, como se indica en la Tabla 12.2.1.b, y el factor K_{tr} representa la contribución del acero de refuerzo por confinamiento dispuesto en los planos potenciales de resquebrajamiento. El resto de los factores se suministran en la Tabla 12.2.1b, en donde los valores más altos reflejan los efectos más desfavorables. Así por ejemplo, el factor α es el factor correspondiente a los efectos adversos de la localización del refuerzo en la sección, siendo el valor de 1,3 el más desfavorable. El factor β incorpora el efecto de los recubrimientos del acero de refuerzo. El factor λ refleja la menor resistencia a la tracción del concreto con agregados livianos. Cuando $(c_d + K_{tr}/d_b)$ excede el valor de 2,5 puede producirse una falla por arrancamiento y el incremento en el recubrimiento o en el acero de refuerzo transversal no incrementa la capacidad de anclaje.

C-12.2.1.1 Longitud de transferencia de tensión en grupos de barras

Se requiere incrementar la longitud de transferencia para barras individuales cuando se agrupan tres o cuatro barras, porque el agrupamiento hace más difícil lograr la resistencia de adherencia en la parte central del grupo.

El Ingeniero Estructural deberá tomar en cuenta tanto las disposiciones de la Subsección **7.2.3.2** relativas al corte de las barras individuales dentro del grupo como las de la Sección **12.2.3**, para los empalmes de grupos de barras. La Sección **12.3.1** no contempla incrementos en la longitud de transferencia de los grupos de barras.

C-12.2.1.2 Mallas de alambres con resaltes electrosoldados

La Figura **C-12.2.1.2** muestra la longitud de transferencia necesaria para las mallas con un alambre transversal dentro de la longitud de transferencia. La norma **ASTM A 497** para las mallas de alambres con resaltes no requiere que las soldaduras sean tan resistentes como las exigidas para las mallas de alambres lisos, norma **ASTM A 185**, ya que parte de la longitud de transferencia se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre con resaltes. El cálculo de la longitud de transferencia se ha simplificado en relación a las disposiciones de los Códigos **ACI 318** anteriores, suponiendo que solo un alambre transversal está contenido en la longitud de transferencia.

C-12.2.1.3 Mallas de alambres lisos electrosoldados

La Figura **C-12.2.1.3** muestra los requisitos para longitudes de transferencia para las mallas de alambres lisos, la cual depende primordialmente de la ubicación de los alambres transversales. En el caso de mallas con alambres más delgados para desarrollar en forma adecuada la resistencia cedente total de los alambres anclados es necesario que la franja contenga por lo menos dos alambres transversales a 5 cm o más de la sección crítica. Sin

embargo, en el caso de mallas tupidas con alambres más gruesos se requiere una franja más ancha, especificándose además una longitud de desarrollo mínima para este caso.

C- 12.2.2 Acero de refuerzo en compresión

C-12.2.2.1 Barras con resaltes

El efecto debilitante de las fisuras debidas a la tracción por flexión no están presente en el refuerzo comprimido y usualmente el contacto extremo de las barras sobre el concreto es beneficioso. Por ello se han especificado longitudes básicas de transferencia de tensiones L_{db} más cortas para compresión que para tracción. La longitud de transferencia puede reducirse en un 25 % cuando el acero de refuerzo está encerrado por zunchos o estribos. Se permite la reducción de la longitud de transferencia cuando se suministra acero en exceso al requerido.

C-12.2.3 Acero de refuerzo en flexión

Las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una “c” o una “x” en la Figura **C-12.2.3.a** Para carga uniforme el acero de refuerzo positivo que se prolonga dentro del apoyo es más susceptible de ser controlada por los requisitos de la Subsección **12.2.3.1** que por los de la longitud de transferencia medida desde la sección de momento máximo o de interrupción del refuerzo.

Los diagramas de momentos usados en el diseño son aproximados porque pueden ocurrir desplazamientos en la ubicación de los momentos máximos debido a variaciones en las cargas, asentamientos de apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un miembro sin estribos solicitados a flexión, puede desplazar la ubicación de la tensión de tracción calculada aproximadamente a una distancia igual a la altura útil, d , hacia el punto de momento cero. Este efecto es de menor importancia cuando hay estribos, pero sigue existiendo Para considerar los desplazamientos de las secciones de momento máximo, esta Norma requiere la prolongación del acero de refuerzo a una distancia d o $12 d_b$ más allá de la sección en la cual éstas son teóricamente innecesarias para resistir flexión, excepto en los casos indicados. En la Figura **C-12.2.3.a** se ilustra la posición de los puntos de interrupción del acero de refuerzo que satisfacen este requisito. Cuando se usan barras de diferentes diámetros, la prolongación depende del diámetro de la barra que se interrumpe.

Cuando en las zonas traccionadas se interrumpen o doblan barras se originan tensiones máximas en las barras restantes. En la Figura **C-12.2.3.a** se emplea la marca “x” para indicar los puntos de tensiones máximas que se originan en las barras que continúan después que se interrumpió parte de éstas. Cuando las barras se cortan de acuerdo al diagrama de momentos, estas tensiones máximas alcanzan el valor de cedencia F_y , lo que requiere la prolongación L_d como se ha indicado. Esta prolongación puede exceder el largo requerido por flexión.

Hay evidencias de que se reduce la resistencia al corte y se pierde ductilidad cuando el acero de refuerzo se interrumpe en una zona de tracción. Consecuentemente, esta Norma no permite la interrupción del acero de refuerzo en las zonas traccionadas, a menos que se satisfagan condiciones especiales. En general, cuando alguno de los aceros de refuerzo se interrumpe en una zona traccionada, tienden a formarse prematuramente fisuras por flexión. Cuando tanto las tensiones en el acero de refuerzo que continua como la resistencia al corte están próximos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse anticipadamente a partir de estas fisuras por flexión. Por lo tanto las fisuras diagonales tienen menos probabilidades de formarse cuando las tensiones cortantes y en el acero de refuerzo son bajas y se dispone el acero de refuerzo transversal con poca separación entre sí (Sección **12.2.3**, acápites a, b y c). No se necesita aplicar estos requisitos a los empalmes en tracción cubiertos por las Secciones **12.2.1** y **12.3.1**.

En las ménsulas, los miembros de altura variable y otros similares donde las tensiones del acero F_s no disminuyen linealmente en proporción a un momento decreciente, requieren consideraciones especiales para la longitud de transferencia del acero de refuerzo por flexión. Para la ménsula mostrada en la Figura **C-12.2.3.b**, la tensión en el acero de refuerzo en el estado de agotamiento resistente es casi constante y aproximadamente igual a F_y , desde la cara del apoyo hasta el punto de aplicación de la carga. En este caso, caso, la longitud de transferencia del acero de refuerzo por flexión depende principalmente del anclaje colocado en el extremo cargado. El Comité **ACI 408** ha sugerido la soldadura de una barra transversal de igual diámetro, como un medio para proporcionar un anclaje efectivo. Un gancho extremo en el plano vertical, con el diámetro mínimo del doblez, no es totalmente efectivo porque cerca de las cargas aplicadas en la proximidad de las esquinas el concreto se comportará como concreto simple o no reforzado. Para el caso de ménsulas anchas (perpendicularmente al plano de la figura) y cargas que no se aplican cerca de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal proporcionan ganchos extremos efectivos.

C-12.2.3.1 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos positivos

Una parte del acero de refuerzo por momentos positivos deberá prolongarse hacia y dentro del apoyo, a lo largo del mismo borde del miembro, para tomar en cuenta el efecto de alguna de variación de los momentos no contemplados en los cálculos.

Cuando un miembro solicitado por flexión es parte del sistema resistente a cargas laterales, se puede producir una inversión de los momentos en los apoyos debido a solicitaciones mayores a las previstas en el proyecto, por lo que algo del refuerzo positivo debe estar bien anclado dentro del apoyo. Este anclaje debe asegurar una respuesta dúctil en el caso de solicitaciones excepcionales, como las originadas por explosiones o sismos. Para lograr esta ductilidad no basta con emplear más acero de refuerzo trabajando a tensiones más bajas porque el requisito de anclaje total no se aplica al refuerzo en exceso al que se coloque en el apoyo.

En los extremos simplemente apoyados y en los puntos de inflexión, identificados con "P.I." en la Figura C-12.2.3.1a, el diámetro del acero de refuerzo positivo debe ser lo suficientemente pequeño como para que la longitud de transferencia L_d calculada no exceda el valor $L_a + M_n / V_u$ o $L_a + 1,3 M_n / V_u$ para el caso de condiciones favorables de apoyo. La Figura C-12.2.3.1a ilustra este requisito cuando no se utilizan los ganchos estándar o un anclaje mecánico equivalente.

En el punto de inflexión el valor de L_a no debe exceder el valor real de la prolongación de la barra más allá del mismo. La parte de la longitud disponible correspondiente al valor M_n / V_u es una cantidad teórica que no está asociada generalmente a un punto donde hay una tensión máxima evidente; y M_n es el momento resistente teórico de la sección.

La longitud M_n / V_u corresponde a la longitud de transferencia para la barra de mayor diámetro obtenida de la fórmula de flexión por adherencia anteriormente usada, es decir $\Sigma_o = V / u \cdot jd$, donde u es la tensión de adherencia y jd el brazo mecánico. En el Código ACI 318-71 estos requisitos de anclaje se redujeron en relación a los Códigos anteriores, tomando en consideración la longitud del anclaje extremo que se dispone en L_a , e incluyendo un aumento del 30 % para el valor M_n / V_u cuando los extremos del acero de refuerzo está confinado por una reacción que produce compresión.

El valor de L_a en los puntos de inflexión está limitado a la altura útil d del miembro o 12 veces el diámetro del acero de refuerzo, $12d_b$, el que sea mayor. La Figura C-12.2.3.1.b ilustra este requisito en los puntos de inflexión. La limitación para L_a se agregó porque no se disponen de ensayos que demuestren que una gran longitud más allá del punto de inflexión será totalmente efectiva para desarrollar la capacidad de la barra que dispone de una corta distancia entre el punto de inflexión y el punto de máxima tensión.

C12.2.3.2 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos negativos

La Figura C-12.2.3.2 ilustra dos métodos para satisfacer los requisitos de anclaje del acero de refuerzo en tracción más allá de la cara del apoyo. Para el anclaje del acero de refuerzo con ganchos, véase la Sección C-12.2.1.

Los requisitos de la presente Subsección pueden exceder a los de la Sección 12.2.3, como se discutió en la Sección C-12.2.3, en todo caso, rige la más estricta de las dos disposiciones.

C-12.3 EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Debido a que cada extremo de un empalme introduce concentraciones de tensiones que tienden a originar fisuras prematuramente, las longitudes de transferencia para los empalmes Clase B y Clase C son más largas que las longitudes de transferencia L_d . Se limita la anchura del miembro o la separación transversal de los empalmes por solape, para que haya un área mínima de concreto entre los empalmes adyacentes a fin de lograr un anclaje total.

a) Empalmes por solape

Para tener ductilidad, los empalmes por solape deben ser adecuados para desarrollar tensiones mayores que la resistencia cedente del acero de refuerzo. En caso contrario, el miembro puede fallar por el empalme cuando se alcanza la resistencia cedente del refuerzo. Las longitudes de solape especificadas de esta Norma han sido establecidas para satisfacer estos requisitos de ductilidad.

b) Empalmes por acción mecánica

La longitud de transferencia de una barra consiste de la suma de todas las partes que contribuyan al anclaje. Cuando el anclaje mecánico no sea suficiente para suministrar la longitud de transferencia, la longitud adicional debe suministrarse prolongando la barra entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

Se requiere que la conexión mecánica también desarrolle un 125 por ciento de la resistencia cedente, en tracción o compresión por las mismas razones que se discuten para los empalmes soldados.

c) Empalmes por soldaduras

Esta Norma requiere que todas las soldaduras del acero de refuerzo cumplan con la Norma **AWS D1.4 Structural Welding Code – Reinforcing Steel**, de la Sociedad Americana de la Soldadura.

Un empalme totalmente soldado es aplicable principalmente a las barras de grandes diámetros (No. 6 y mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia en tracción del 125 por ciento de la resistencia cedente especificada asegurará una buena soldadura, adecuada también para compresión. Es deseable que los empalmes sean capaces de desarrollar la resistencia de agotamiento de las barras solapadas, pero limitaciones prácticas hacen difícil el logro de esta condición ideal. La tensión máxima del acero de refuerzo empleada en el diseño, según esta Norma, es la resistencia cedente, por lo que para asegurar la suficiente resistencia de los empalmes de manera que se pueda alcanzar la cedencia en los miembros y evitar fallas frágiles, se seleccionó un incremento del 25% de la resistencia cedente especificada, que es a la vez un mínimo adecuado para la seguridad y un máximo posible por razones económicas.

C-12.3.1 Empalmes solicitados por tracción

C-12.3.1.1 Barras y alambres con resaltos de las mallas electrosoldadas

La resistencia de los empalmes de las mallas electrosoldadas de alambres lisos depende primordialmente del anclaje que se obtiene de los alambres transversales en lugar de la longitud de los alambres dentro del empalme. Por esta razón el solape se especifica en función de la ubicación de los alambres transversales. En vez de emplear diámetros o longitudes. Los 5 cm de solape adicional requeridos sirven para garantizar la superposición de los alambres transversales y dar un espacio suficiente para una satisfactoria consolidación del concreto entre los mismo. La investigación ha demostrado que se requiere una longitud de solape mayor cuando se solapan mallas tupidas de alambres gruesos, además del mínimo absoluto de 15 cm. La longitud de transferencia L_d corresponde a la calculada según la Subsección **12.2.1.2** sin considerar el mínimo 15 cm.

C-12.3.2 Empalme por solape de barras con resaltos solicitadas a compresión

Las investigaciones sobre adherencia se refieren primordialmente al refuerzo solicitado en tracción. El comportamiento en adherencia de las barras comprimidas no están afectada por el problema de la formación de fisuras en tracción, y por ello los empalmes en compresión no requieren disposiciones tan estrictas como las especificadas para los empalmes en tracción.

Los ensayos han demostrado que la resistencia de los empalmes es compresión depende considerablemente del contacto en los extremos y por lo tanto no aumenta proporcionalmente con la longitud del empalme.

C-12.3.2.3 Empalmes en apoyos extremos

La experiencia con empalmes por contacto en los extremos ha sido casi exclusivamente con barras verticales de las columnas. Si las barras están inclinadas con respecto a la vertical, se requiere especial cuidado para asegurar que se pueda lograr y mantener el contacto a tope.

Las tolerancias están basadas en ensayos de miembros a escala natural con barras No. 18. El requisito de usar refuerzo transversal asegura una resistencia mínima al corte en las secciones que contienen empalmes a tope.

C-12.3.2.4 Requisitos especiales para empalmes de columnas

En las columnas solicitadas a flexocompresión pueden ocurrir tensiones de tracción en una cara a la columna, por lo que se exige el empleo de empalmes a tracción o que se garantice una resistencia adecuada para estas tensiones.

C-12.4 ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO

C-12.4.1 Anclaje del acero de refuerzo longitudinal

En la Figura C-12.4. se presentan dos formas de satisfacer los requisitos de anclaje del acero de refuerzo en tracción más allá de la cara del soporte.

C-12.4.1.1 Longitud de anclaje para barras traccionadas

Las disposiciones sobre anclajes del acero de refuerzo con ganchos fueron revisadas extensamente en la edición del Código **ACI 318-83**. La investigación de las fallas que pueden presentarse en los anclajes de las barras con ganchos indica que la causa primaria son las grietas que se forman en el recubrimiento en el plano del gancho debidas a las altas concentraciones de tensiones en dicha zona. Por lo tanto la longitud de transferencia de los ganchos es función directa del diámetro de la barra d_b , el cual controla la magnitud de las tensiones de compresión en el interior del gancho.

Se define L_{dh} , como la longitud total de transferencia de barras con ganchos, y se mide desde la sección crítica hasta el borde exterior del gancho, como se indica en la Figura C-12.4.1.1.(a) Esta longitud se modificará cuando se aplican los factores indicados en la Tabla 12.2.2. El factor correspondiente a un exceso del área de refuerzo solo es aplicable donde el anclaje o la longitud de transferencia no se requiere en forma específica para alcanzar la tensión cedente F_y . Además no se hace distinción entre el acero de refuerzo del lecho superior con los otros, por cuanto esto es difícil en las barras con gancho. Se especifica un valor mínimo de L_{dh} para prevenir fallas por extracción directa cuando el gancho está ubicado muy cerca de la sección crítica. Los ganchos no pueden considerarse efectivos en compresión.

Los ganchos tienden a provocar la falla por fisuración del concreto, especialmente cuando el recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) como el recubrimiento superior o inferior (en el plano del gancho) son pequeños. Por tanto, cuando el recubrimiento es pequeño, es esencial confinar la zona de anclaje por estribos o ligaduras, y en especial, cuando hay que desarrollar la resistencia cedente de las barras considerados. Las Figuras C-12.4.1.1 (a) y (b) ilustran, respectivamente, los casos 2 i) y 2ii) de la Tabla 12.4.

Algunos casos típicos donde los ganchos pueden requerir ligaduras o estribos de confinamiento se presentan en los extremos de las vigas simplemente apoyadas, en los extremos libres de las ménsulas, y en los extremos de los miembros que concurren y terminan en un nodo. En contraste, no se requieren las ligaduras o estribos cuando las tensiones calculadas en la barra son tan bajo que no se necesita gancho para su anclaje. Véase la Subsección C-12.4.1.3.

C-12.4.1.2 Anclajes mecánicos

Los fabricantes de dispositivos de aplicación estructural están obligados a prestar la debida asesoría técnica al profesional que los especifica, así como a suministrar las muestras, catálogos y cualquier información que permitan respaldar y documentar la decisión del Ingeniero Estructural.

C-12.4.1.3 Longitud de anclaje en el extremo discontinuo del miembro

En los extremos discontinuos de losas o placas, cuando el concreto confina la zona de anclaje perpendicularmente al plano del gancho, no son aplicables los factores de la Tabla 12.4, acápite 2. Véase la Figura C-12.4.1.3.

C-12.4.2 Anclaje del acero de refuerzo transversal

Los estribos deben colocarse tan cerca de la cara comprimida del miembro cuanto sea posible, pues las fisuras debidas a la tracción por flexión penetran profundamente cuando el miembro se aproxima a su agotamiento resistente.

PARTE C- 5 MIEMBROS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPITULO C-13 PLACAS

C-13.1 ALCANCE

Los principios fundamentales de diseño contenidos en este Capítulo son aplicables a cualquier sistema estructural bidimensional plano sometido a cargas perpendiculares a su plano. Sin embargo, algunas de las disposiciones especificadas limitan su aplicación a los sistemas descritos en el Artículo **13.1**. Estos sistemas incluyen las placas macizas armadas en más de una dirección, con o sin ábacos, soportadas por columnas, vigas o muros, y las placas nervadas en más de una dirección, con o sin relleno entre los nervios.

Esta Norma permite al Ingeniero Estructural diseñar las placas reforzadas en más de una dirección empleando cualquier método de cálculo que satisfaga los principios básicos del análisis estructural, (equilibrio estático y compatibilidad geométrica), con tal que demuestre que se satisfacen los criterios de seguridad y de comportamiento en las condiciones de servicio establecidas en esta Norma.

El diseño de placas puede basarse en métodos clásicos de análisis elástico; en métodos numéricos utilizando elementos finitos o retículos, métodos de líneas de rotura o en alguna combinación de tales métodos.

Se excluyen las losas reforzadas en una dirección, macizas o nervadas, las cuales se rigen por los Capítulos **10** y **11**, y se excluyen también las placas sobre el terreno (pavimentos) que no transfieran cargas verticales de otra parte de la estructura al subsuelo. Véase el Capítulo **21** de esta Norma y Figura **C-13.1**.

Los paneles rectangulares o cuadrados soportados por vigas de gran rigidez o muros en dos bordes paralelos, se pueden diseñar como miembros armados en una sola dirección. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que hay flexión cilíndrica solamente cuando el panel está uniformemente cargado en la dirección paralela a los bordes portantes y los otros dos son bordes libres.

Bajo cualquier otra condición, existirán momentos en ambas direcciones y deberán tomarse las provisiones del caso para evitar el agrietamiento de la placa y para asegurar la transmisión adecuada de las cargas no uniformes. Véase también el Artículo **8.10**. Buena parte de este Capítulo se a las tensiones por flexión. El proyectista debe tener presente que el principal problema relacionado con la seguridad de las placas, es la transferencia de la carga a los apoyos, mediante: flexión, corte y torsión, en las zonas cercanas a las columnas o muros que soportan el sistema. En todos los casos el análisis incluirá el cálculo de los efectos de flexión, corte y torsión de las zonas cercanas a los apoyos. Los criterios de diseño por corte y torsión en losas se dan en el Capítulo **11**.

C-13.2.4 Ancho de placa colaborante

Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas, las vigas incluyen parte de la losa como ala. En la Figura **C-13.2.4** se dan dos ejemplos de aplicación de esta disposición.

C- 13.2.7 Distribución de las cargas variables

El uso de un 75% de la carga variable para analizar las distribuciones más desfavorables de carga tanto para momentos positivos como negativos, se basa en que sus máximos no ocurren simultáneamente y por lo tanto, existe la posibilidad de redistribución de momentos antes de que ocurra una falla.

Este procedimiento permite ciertos esfuerzos mayores que los normales bajo las placa no es menor que la correspondiente a una carga máxima mayorada en todos los paneles.

C-13.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

C-13.3.1 Métodos de análisis

Las placas reforzadas en más de una dirección son miembros estructurales altamente hiperestáticos y generalmente tienen una buena capacidad de redistribución de tensiones inelásticas. Por esto se admiten diversos métodos de análisis y diseño que pueden dar lugar a distribuciones del acero de refuerzo que pueden variar de un método a otro. Sin embargo, el proyectista debe tomar en cuenta que el diseño de una placa no termina con el análisis. Por ello cuando utiliza dimensiones que difieren de la práctica usual, debe justificar su uso basándose en la certidumbre de las cargas previstas y la confiabilidad de las solicitaciones calculadas.

Las ayudas de diseño del ACI *Design Handbook* [ACI SP-17:91] simplifican la aplicación de los métodos de diseño directo y del pórtico equivalente del Capítulo 13 del **ACI 318-02**, no incluidos en esta Norma.

C-13.4 ACERO DE REFUERZO

C-13.4.1 Disposiciones generales

El requisito de separación centro a centro de las barras a una distancia no mayor de dos veces el espesor de la placa, solo aplica al refuerzo de placas macizas y no al refuerzo de nervios, con ello se asegura una resistencia en las dos direcciones, reducir el agrietamiento y cumple la previsión de poder transmitir cargas concentradas en áreas pequeñas.

C-13.4.2 Aceros de refuerzo perpendiculares a los bordes discontinuos

Los momentos flectores en una placa, en la vecindad de una viga de borde, pueden variar considerablemente de acuerdo con las condiciones de apoyo y la rigidez torsional de la misma. Cuando esas vigas están empotradas en un muro, la condición de apoyo de la placa puede acercarse a un empotramiento perfecto. Sin ese muro, la placa se acerca a la condición de simplemente apoyada, función de la rigidez torsional de la viga de borde. Las disposiciones de esta Sección cubren las incertidumbres en los momentos flectores para este tipo de apoyo.

C-13.4.3 Acero de refuerzo en las esquinas exteriores de placas con vigas

En las placas apoyadas sobre muros o vigas relativamente rígidas, se pueden producir grietas cerca de las esquinas, en la dirección de su bisectriz en la superficie inferior y perpendicular a esta dirección en la superficie superior. En esta Sección se especifica el acero de refuerzo mínimo requerido para reducir esta posible fisuración.

Se hace una distinción entre placas diseñadas por métodos de análisis elásticos y placas diseñadas por el método de líneas de rotura, ya que para estas últimas los aceros de refuerzo de los lechos superiores de las esquinas calculadas sobre la base del momento máximo positivo mayorado resultarán excesivas.

C-13.4.4 Detallado del acero de refuerzo en placas sin vigas

Esta Sección se refiere a la transferencia de momentos flectores de una columna a una placa sin vigas. Estos momentos flectores pueden provenir de cargas laterales, de cargas verticales excéntricas, o de luces desiguales a los lados de la columna; parte de este momento es transferido por una excentricidad de la reacción vertical de la columna, que se traduce en esfuerzos de corte variables en placas alrededor de la misma, los cuales son tratadas en el Artículo **11.10** de esta Norma. El resto del momento produce flexión local en la zona de la placa cerca de la columna.

La experiencia y los ensayos han indicado que el acero de refuerzo requerido para resistir este momento deben disponerse en una franja limitada, a ambos lados de las caras de la columna, por líneas situadas a una distancia igual a 1,5 veces el espesor de la placa o ábaco.

El diseño y la disposición del acero de refuerzo que transfiere el momento flector de una placa a una columna de borde son de importancia crítica en el comportamiento y seguridad de las placas, especialmente en voladizos y en placas sin vigas de borde. Es importante que en los planos se indiquen los detalles pertinentes, tales como armaduras adicionales, concentración de armadura en las columnas y detalles de anclajes. Véase la Figura **C-13.1**.

C-13.4 ABERTURAS EN PLACAS

Véase la Sección **11.9.5** y su Comentario

CAPÍTULO C- 14 MUROS ESTRUCTURALES

C- 14.1 ALCANCE

Este Capítulo ha sido reescrito totalmente, con diferencias notables con respecto al **ACI 318-02** y la Venezolana-**MINDUR 1753-85**, cumpliendo una de los planteamientos de la desaparecida Comisión de Normas del MINDUR, de eliminar el método empírico del Capítulo 14 del ACI para dar paso a métodos más rigurosos. Con respecto al Código **ACI 318-02**, de su Capítulo 14 sólo se rescataron las recomendaciones sobre el acero de refuerzo para muros con Nivel de Diseño ND1 y de Capítulo 21, se ha trasladado el Artículo **21.7** con las modificaciones que más adelante se indican.

Para mantener la consistencia entre la reducción de las fuerzas sísmicas y el correspondiente detallado, solo se consideran para los muros estructurales los Niveles de Diseño extremos, ND1 y ND3.

C-14.2 REQUISITOS GENERALES

C-14.2.1 Dimensiones

Actualmente se reconoce que una de las variables que determina el comportamiento de los muros es la relación geométrica altura / anchura. Cuando ésta es menor que 1,5 se considera que su comportamiento será predominante por corte. Cuando es mayor que 2, su comportamiento será a flexión. Según el caso, se aplican métodos diferentes de análisis y detallado.

A la luz de las nuevas normas, se considera que los muros se comportan como columnas alargadas que trabajan a flexión; vez de tener doble curvatura por piso como las columnas convencionales tiene una sola curvatura, presentan los mismos problemas de pandeo, sólo se diferencia de las columnas que al detallarlos el acero de refuerzo longitudinal se dispone en los extremos los cuales se conocen como miembros de borde.

Los muros han demostrado que cuando se dispone racionalmente en un arreglo estructural aportan con eficiencia resistencia, rigidez y rentabilidad de espacio. Entre otros aspectos esta racionalidad implica que:

- Se distribuyan, en lo posible, con sus direcciones más resistentes en igual número en cada dirección.
- Procurar configuraciones simétricas en cada dirección.
- Distribuir regularmente en el perímetro de la estructura.
- Mantener constante la sección en toda la altura.
- Evitar discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

El sismo de Caracas del año 1967, dejó experiencias sobre el comportamiento de muros, registradas en libros especializados en el tema sismorresistente. Entre ellas puede citarse:

- a) El caso del Edificio Plaza, Los Palos Grandes, (zona donde colapsaron varios edificios multifamiliares) diseñado con un sistema resistente a cargas laterales con muros colocados en ambas direcciones. No sufrió daños.
- b) Hotel Macuto Sheraton en Caraballeda. Sufrió serios daños en una hilera de columnas del tercer piso. Los muros que formaban parte del sistema resistente a cargas laterales transmitían su carga sísmica a esas columnas formándose una discontinuidad de rigidez y resistencia, que hizo que se produjeran los daños.

Mientras las Normas Venezolanas no incorporen un factor de penalización para las estructuras poco redundantes, podrá estimarse la cantidad mínima de muros por metro cuadrado de planta adoptando experiencias internacionales [Riddell, R., Wood S., and De La Llera, C, 1987]. Estas mismas consideraciones se tuvieron en cuenta en el Comité que discutió la Norma NCh433.Of96, según consta en el Comentario de ésta. [INN,1993]:

- a) El objetivo fundamental que se ha pretendido alcanzar con las nuevas disposiciones de la norma NCh433 es el de aprovechar la experiencia chilena en el diseño y construcción sismorresistente.
- b) La alta rigidez de los edificios chilenos es característica de los edificios de hormigón armado estructurados con muros.
- c) Ara proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2% al 3% en cada dirección, no es difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión de los muros tengan valores moderadamente bajos, no siendo necesario recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigen a los muros en otros países.

d) La alta rigidez no es una cualidad exclusiva de los edificios chilenos estructurados con muros. Ella también es característica de los pocos edificios chilenos estructurados con pórticos, debido al control de la deformación e entrepiso mencionada y al valor mínimo que ha regido para el esfuerzo basal.

C-14.2.4 Fundación de los muros

No se permiten columnas discontinuas sobre placas ni muros discontinuos sobre vigas, aún cuando no formen parte del sistema resistente a sismos.

C-14.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de muros de esta Norma es algo más elaborado que el de la Venezolana **1753-87**, no obstante responde a una mejor idea sobre el comportamiento esperado de estos miembros y permite alcanzar valores admisibles de resistencia con menor cantidad de acero de refuerzo. El diseño y detallado ordenado de los muros estructurales consta de los siguientes pasos:

1. Determinación de los casos en los que se necesitan o no los miembros de borde, en función de la geometría del muro y las solicitaciones que actúan en él.
2. Determinación de la sección del muro:
 - a) espesor, considerando los efectos de esbeltez
 - b) la anchura aproximada, de acuerdo a la carga axial actuante.
3. Privilegio del trabajo a flexión obligando a que la carga de diseño actuante sea menor que el 35% de la resistencia teórica a carga axial pura (excentricidad cero).
4. Cálculo del acero de refuerzo longitudinal como una columna, pero con una distribución en toda la anchura del muro y un porcentaje no inferior al 50% que debe colocarse en los miembros de borde.
5. Indicación de las distancias de confinamiento del refuerzo longitudinal medidas desde cada borde, en función del valor c (distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro) Ver Figura C-14.3.
6. El acero de refuerzo transversal de los miembros de borde se calculará como el acero transversal de confinamiento de las columnas

C-14.3.2 Acero de refuerzo

Para la determinación del acero de refuerzo pueden usarse los algoritmos del *Manual de Columnas* [Marín, J y Güell, A., 1984] porque toma en cuenta el acero del alma, sin dejar de colocar lo considerado en el acápite 4 del Artículo **14.3**.

C-14.3.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

Las secciones de los muros serán diseñados por carga axial y momentos de acuerdo a procedimientos usados para columnas. Todo el acero de refuerzo vertical distribuido a lo largo de la sección del muro contribuirá a la resistencia a la flexión. Véase la Figura **C-14.3**

C-14.4.2 Acero de refuerzo

La definición de las cuantías de acero adoptadas en esta Sección, resuelve las inconsistencias que se observan con los Capítulos **11** y **21** del Código **ACI 318**.

C- 14.5 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND3

C-14.5.1 Resistencia al corte

La resistencia al corte se determina al igual que las ediciones anteriores del Código **ACI 318** y la Venezolana **1753:87**.

Las fuerzas de diseño al corte para muros estructurales se obtienen de un análisis de cargas laterales con los factores de mayoración apropiados. Sin embargo el proyectista debe considerar la posibilidad de alcanzar la cedencia en componentes de tales estructuras, tal como ocurriría en una fracción del muro entre dos aberturas, en cuyo caso el corte actuante puede exceder el corte indicado en el análisis.

La fórmula (14-5) toma en consideración que los muros con una relación corte-momento elevada tienen una resistencia al corte más alta. La resistencia al corte teórica se da en términos del área neta de la sección que resiste corte. Para una sección rectangular sin aberturas, el término A_{cv} se refiere al área total de la sección transversal en lugar del producto ancho por la altura efectiva. La definición de A_{cv} en la fórmula (14-5) facilita los cálculos para muros que tengan refuerzos uniformemente distribuidos y muros con aberturas.

Un segmento de muro es una parte de este limitado por aberturas o por una abertura en un borde. La relación h_w/L_w puede estar referida a las dimensiones totales del muro o de un segmento. La intención de esta Sección, es asegurar que a ningún segmento de un muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la que tiene la sección total del muro. Sin embargo un segmento de muro con una relación h_w/L_w más elevada que la de la totalidad del muro deberá diseñarse para una resistencia unitaria propia del segmento en cuestión.

Para limitar la fisuración inclinada en una forma eficiente el refuerzo incluido en ρ_n y ρ_v deben quedar debidamente distribuidos a lo largo y a lo alto del muro (véase la Sección 18.4.6). El refuerzo dispuesto cerca de los bordes del muro en proporciones concentradas tiene por finalidad resistir los momentos flectores y no debe incluirse en ρ_n y ρ_v . Dentro de los límites prácticos la distribución del refuerzo a corte debe ser uniforme y en separaciones pequeñas.

Cuando la fuerza de corte mayorada en un cierto nivel de la estructura es resistida por varios muros o segmentos de muros, la resistencia al corte unitario promedio supuesto para toda el área de la sección transversal disponible se limita a $2,1 \sqrt{f'_c}$, con el requisito adicional que la resistencia al corte unitaria en un segmento aislado no exceda $2,7 \sqrt{f'_c}$. El límite superior de la resistencia a asignar a un miembro cualquiera se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza de corte.

Los “segmentos horizontales de muro” tratados en esta Sección, se refieren a secciones de muros entre dos aberturas verticales alineadas. De hecho es un segmento vertical rotado 90°. Un segmento de muro horizontal también puede referirse como viga de acoplamiento cuando las aberturas se encuentran alineadas verticalmente a lo alto del edificio.

Para el cálculo de la resistencia al corte en muros, el **SEAOC** [1999] propone:

- a) Cuando el muro forma parte de un arreglo estructural de muros acoplados; $\phi = 0,85$
- b) Suministrar resistencia a corte en exceso al correspondiente corte que se desarrolla de la resistencia a flexión del muro.

Como mínimo ϕV_n debe resistir $(M_n/M_u)(\omega_v)V_u$, donde (M_n/M_u) es la relación entre el momento teórico determinado con el acero de refuerzo vertical colocado y el momento mayorado; ω_v es un factor de amplificación dinámica, según [Paulay, T. y Priestley, M.J.N.;1992].

C-14.5.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

El límite de la fuerza axial $0,35N_o$ es una aproximación del punto balanceado del diagrama N-M de una columna. Por debajo de este valor el acero de refuerzo alcanza la cedencia antes que la deformación a compresión del concreto alcance su deformación máxima de $\epsilon_{cu} = 0,003$. Cuando la carga axial excede este límite, puede ocurrir un modo de falla frágil en el concreto, cuando no esté confinado. El confinamiento es similar al requerido para las columnas cuando es necesario dotarlas de capacidad de deformación inelástica. El objetivo de la limitación $N_u < 0,35N_o$ es que las secciones de los muros estén controladas más por flexión que por compresión.

C-14.6 MIEMBROS DE BORDE

C-14.6.1 Muros sin miembros de borde

Los requisitos de la Tabla 14.6 [UBC, 1997], es una manera simple de evaluar la necesidad de miembros de bordes en el muro o segmento del mismo. Este criterio sustituye al de la Venezolana **1753:87** en la que se fijaba un límite de tensiones en los extremos de la sección del muro mayor que $0,2 f'_c$ para poder diseñar los miembros de borde. Los requisitos de la Tabla 14.6, $M_u / (V_u L_w) \leq 1,0$ ó $V_u \leq 0,79 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ y $M_u / (V_u L_w) \leq 3,0$ para sección simétricas o no, son condiciones más realistas para determinar aproximadamente cuando la sección del muro solicitada por acciones sísmicas puede sufrir deformaciones más allá de $\epsilon_{cu} = 0,003$.

No obstante, en los muros sin miembros de borde:

- a) Las cargas cíclicas reversibles pueden conducir a pandeo en los refuerzos verticales de los miembros de borde, aún cuando según la Tabla 14.6 no son requeridos. Para los muros con una cantidad moderada de refuerzo vertical, deberá colocarse refuerzo transversal para inhibir el pandeo. Véase la Figura **C-14.6.1**
- b) El agregar en los extremos de los miembros de borde ligaduras en forma de **U** que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal: i) mejora el anclaje de estos refuerzos y los hace más efectivos para resistir las fuerzas de corte, y ii) impide el pandeo del acero de refuerzo vertical.

Los empalmes serán Clase B a tracción, y deben sobrepasar la zona de confinamiento.

C-14.6.2 Muros con miembros de borde

La longitud del elemento de borde se basa en la referencia [UBC, 1997].

Las limitaciones dimensionales en el espesor están basada en las referencias [NZS 3101:1995 y Paulay, T., y Priestley, M.J.N.;[1992]. Paulay y Park,1972 indican que en la región de rótula plástica de muros dúctiles puede producirse un pandeo potencial fuera del plano después que los miembros de borde han sido solicitados por grandes deformaciones inelásticas. Debido a las fuerzas sísmicas reversibles, amplias grietas formadas previamente, se cierran antes que la rigidez a flexión, necesaria para la estabilidad del miembro, pueda restaurarse. En esta situación, se ha observado pandeo fuera del plano, como resultado del cierre desigual de las grietas.

Los parámetros principales que afectan la estabilidad del muro bajo tales circunstancias son:

- a) La deformación máxima a tracción del acero indicada por la demanda de ductilidad por curvatura.
- b) El espesor de los miembros de borde del muro.
- c) El arreglo del acero de refuerzo del muro, en una o dos capa.
- d) La cuantía del acero de refuerzo principal presente en los miembros de borde; a medida que, ρ_L , se incrementa, se retrasa el cierre de las grietas formadas previamente.

Para evitar el pandeo prematuro, el espesor de los miembros de borde de un muro, donde pueden generarse grandes deformaciones inelásticas por momentos reversibles, no debe ser menor que el b_m de la fórmula (14.6), el cual sólo es aplicable para muros de más de dos entresijos de altura. Cuando la longitud de pandeo, supuesta es igual a la longitud teórica de la rótula plástica, aproximada o en exceso a la longitud no soportada del muro del primer entresijo, el espesor dado por la fórmula (14-6) puede ser extremadamente severa.

Las demandas de ductilidad de curvatura y por lo tanto las deformaciones máximas a tracción, se calcularán con el factor de reducción de respuesta **R** y la relación de aspecto h_w/L_w del muro.

El parámetro ξ de la fórmula (14-8) indica el efecto de la cuantía de refuerzo a tracción vertical en los miembros de borde de un muro en la restricción del cierre de las grietas bajo la acción de momentos reversibles. En los miembros de borde con una cuantía de refuerzo $\rho_L \geq 0,04$, la inestabilidad es insensible al contenido de refuerzo y por lo tanto para estos casos debe usarse $\xi = 0,1$. En la mayoría de los casos para muros dúctiles normalmente rectangulares, los requisitos por corte gobiernan el espesor del muro y sus miembros de borde no necesitan tener un espesor mayor.

C- 14.7 DINTELES DE ACOPLAMIENTO

C-14.7.1 Requisitos generales

Los dinteles de acoplamiento que conectan los muros estructurales proveen resistencia y capacidad de disipación de energía. Los dinteles de acoplamiento pueden ser controlados por corte y pueden ser susceptibles a deteriorarse por rigidez y resistencia cuando son solicitados por acciones sísmicas. Los ensayos han demostrado que dinteles de acoplamiento diseñados con acero de refuerzos dispuestos diagonalmente tienen una resistencia adecuada. Estos refuerzos diagonales se colocaran siempre que $L_n/d < 4$ y con una fuerza cortante mayorada $V_u > 1,06 b_w d \sqrt{f'_c}$. Véase la Figura C-14.7.

C-14.7.2 Acero de refuerzo en los dinteles de acoplamiento

El acero de refuerzo diagonal en los dinteles de acoplamiento, consiste en dos jaulas formados por cuatro barras longitudinales arriostradas por refuerzo transversal que confinan un núcleo. Ver Figura C-14.7.2, en ella se muestra cada uno de los aceros de refuerzo que conforman el detallado del dintel, siendo coherente con los criterios expresados en las referencias Park, R., y Paulay, T., [1972] y SEAOC [1999]. Tanto los requisitos de dimensionamiento de la jaula como su núcleo confinado son para que la sección del dintel tenga adecuada tenacidad y estabilidad cuando el refuerzo longitudinal está solicitado más allá de la cedencia. Las dimensiones mínimas y el refuerzo requerido del dintel de acoplamiento pueden controlar el ancho de muro estructural.

Cuando los dinteles no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, los requisitos de refuerzos diagonales pueden ser obviados. Estos dinteles puede ser permitidos en zonas donde el daño de ellos no afecta la capacidad de soporte de la estructura o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones con ella.

Los ensayos han demostrado que dinteles de acoplamiento diseñados con refuerzo diagonal tienen adecuada ductilidad cuando las fuerzas de corte nos menores al límite $2,7 b_w d \sqrt{f'_c}$ dado en la Sección 14.7.2.

Acero de refuerzo ortogonal que se coloca en el alma del dintel será el mínimo necesario para controlar la figuración en condiciones de servicio y prevenir el disgregación de las partículas de concreto triturado después de un sismo severo.

CAPITULO C-15 FUNDACIONES

C-15.1 ALCANCE

Para el proyecto y construcción de sistemas de fundación, muros de contención y otras obras de infraestructura, se requiere información fundamentada en estudios de suelos. En general, estos deben cubrir los siguientes aspectos:

- Descripción topográfica, geológica y estratigráfica del sitio.
- Descripción del procedimiento de exploración y características del suelo.
- Ensayos de laboratorio: propiedades físicas, propiedades dinámicas, permeabilidad, compresibilidad/consolidación.
- Documentación con los resultados de perforaciones y de los ensayos de laboratorio. Ubicación de perforaciones: Pruebas SPT, EPT, Veletz.
- Descripción del material.
- Nivel freático, permeabilidades, drenajes y eventuales riesgos hidrológicos.
- Recomendaciones sobre el tipo o sistema de fundación.
- Conclusiones de comportamiento limite:

Capacidad de carga o tensiones límites;

Condiciones que limitan la resistencia, deformación y estabilidad.

- Presiones de tierra sobre muros.
- Llamada de atención sobre problemas de asentamientos probables, estabilidad y problemas especiales de tipo constructivo.
- Clasificación del sitio según la Norma Venezolana **1756**, preferentemente fundamentado en información geofísica.
- Pruebas de carga para determinar capacidad y módulos elásticos, cuando así se requiera.
- Datos geológicos para determinar las propiedades dinámicas del suelo y profundidad de lecho rocoso. Materiales suprayacentes.
- Estudios adicionales requeridos.

Esta Sección establece que las zapatas y cabezales de pilotes sean diseñados para soportar las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas en el suelo. Solamente necesitan transferirse a la zapata o cabezal los momentos calculados en la base de la columna (o pedestal), ya que para el diseño de las fundaciones no es necesario considerar las excentricidades mínimas por esbeltez, que se dan en la Sección **10.6**.

El área de una zapata o el número y disposición de los pilotes, se establece después que se haya determinado la presión admisible sobre el suelo o la carga admisible para los pilotes, con base en las cargas de servicio (CP, CV, L, W, S, etc.) combinadas en la forma más desfavorable y sin aplicar los factores de mayoración de carga.

En los casos en que se deban considerar cargas excéntricas o momentos, la presión máxima sobre el suelo o la reacción máxima sobre los pilotes debe estar dentro de los valores admisibles. Similarmente, las reacciones resultantes de las cargas de servicio combinadas con los momentos y/o cortes causados por cargas de viento o sismo, no deben exceder los valores admisibles que permiten las normas respectivas, para la presión sobre el suelo o capacidad de los pilotes.

Para diseñar una zapata o cabezal de pilotes debe determinarse la presión de contacto sobre el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas aplicadas "mayoradas" (véase el Artículo **8.2**). Para una zapata aislada cargada concéntricamente, la presión del suelo q_s debida a la carga mayorada es $q_s = U/A_f$: donde U es la carga concéntrica mayorada a ser resistida por la zapata, y A_f es el área de la zapata que se determinó con anterioridad usando las cargas no mayoradas y la presión admisible del suelo.

En zonas donde se encuentren presentes estratos de arcillas expansivas, además de las cargas de servicio usuales se deben tomar en cuenta los efectos que se pueden producir en la estructura de la edificación y fundaciones por variaciones de humedad en las capas superiores del suelo de fundación; se adoptarán las precauciones para reducir estos efectos, considerando las solicitaciones que puedan originarse por las reacciones inducidas en el suelo por estas causas.

C-15.2 ESTADOS LÍMITES

El diseño y verificación de los estados límites cumplirá con las combinaciones de solicitaciones y requisitos del Capítulo **9** de esta Norma. En lo que respecta a las acciones sísmicas los requisitos se dan en el Capítulo **11** de la Norma Venezolana **1756:01**.

Esta Sección establece que las zapatas y cabezales de pilotes sean diseñados para soportar las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas en el suelo. Solamente necesitan transferirse a la zapata o cabezal los momentos calculados en la base de la columna (o pedestal), ya que para el diseño de las fundaciones no es necesario considerar las excentricidades mínimas por esbeltez, que se dan en la Sección **C-10.4.1**.

El área de una zapata o el número y disposición de los pilotes, se establece después que se haya determinado la presión admisible sobre el suelo o la carga admisible para los pilotes, con base en las cargas de servicio (CP, CV, L, W, S, etc.) combinadas en la forma más desfavorable y sin aplicar los factores de mayoración de carga.

En los casos en que se deban considerar cargas excéntricas o momentos, la presión máxima sobre el suelo o la reacción máxima sobre los pilotes debe estar dentro de los valores admisibles. Similarmente, las reacciones resultantes de las cargas de servicio combinadas con los momentos y/o cortes causados por cargas de viento o sismo, no deben exceder los valores admisibles que permiten las normas respectivas, para la presión sobre el suelo o capacidad de los pilotes.

Para diseñar una zapata o cabezal de pilotes debe determinarse la presión de contacto sobre el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas aplicadas "mayoradas" (véase el Artículo 8.2). Para una zapata aislada cargada concéntricamente, la presión del suelo q_s debida a la carga mayorada es $q_s = U/A_f$; donde U es la carga concéntrica mayorada a ser resistida por la zapata, y A_f es el área de la zapata que se determinó con anterioridad usando las cargas no mayoradas y la presión admisible del suelo.

En zonas donde se encuentren presentes estratos de arcillas expansivas, además de las cargas de servicio usuales se deben tomar en cuenta los efectos que se pueden producir en la estructura de la edificación y fundaciones por variaciones de humedad en las capas superiores del suelo de fundación; se adoptarán las precauciones para reducir estos efectos, considerando las solicitaciones que puedan originarse por las reacciones inducidas en el suelo por estas causas.

C-15.3 MATERIALES

De acuerdo con la Sección 11.4.5 de la Norma Venezolana 1756:01, para el caso de fundaciones directas bajo acciones sísmicas el suelo de fundación puede incrementar las tensiones admisible a valores mayores que los admisibles bajo cargas estáticas.

C-15.4 REQUISITOS GENERALES

C-15.4.1 Investigación geotécnica

Se facilitará al Ingeniero de Suelos la inspección de las obras para confirmar las condiciones del subsuelo y las recomendaciones constructivas del sistema de fundaciones. Cuando la empresa constructora proponga cambios en las consideraciones del diseño geotécnico, éstos deberán ser discutidos y aprobados con el Ingeniero de Suelos.

C-15.4.2 Uniformidad del tipo de fundaciones

En adición a las indicaciones que se dan en esta Sección, el empleo de zapatas y cabezales combinados, y placas de fundación, requiere un análisis cuidadoso de la distribución de las presiones en el suelo o de las reacciones de los pilotes, siempre que sea consistente con el tipo de estructura y las propiedades del suelo, y esté de acuerdo con los principios establecidos en la Mecánica de Suelos. Análogamente, para zapatas y cabezales aislados deben usarse las fuerzas y momentos sin mayorar a nivel de la fundación para definir el área de la base o la distribución de los pilotes para zapatas y cabezales combinados, teniendo en cuenta las presiones permisibles del suelo y las cargas permisibles de los pilotes.

Para el cálculo de los elementos que constituyen las fundaciones se usarán las cargas mayoradas y los factores de minoración de resistencia ϕ pertinentes. En las recomendaciones del Comité ACI 336 y de la Norma Colombiana NSR-98, se dan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y placas de fundación.

C-15.4.3 Emplazamiento

Durante la ejecución de las fundaciones se observará:

- a. Limpieza del fondo de excavación y protección contra aguas de lluvias.
- b. Posibilidad de hacer algún mejoramiento del suelo de fundación cuando durante la excavación se observen condiciones desfavorables inesperadas.
- c. Protección del fondo de excavación con base granular y de concreto pobre para lograr una mejor distribución de las tensiones y mejor protección del acero de la base de fundación.

C-15.4.6 Transferencia de fuerzas en las bases de las columnas, muros estructurales o pedestales

De acuerdo con esta Sección, todas las fuerzas y los momentos que actúan en las bases de las columnas deben transmitirse a las zapatas o cabezales. Las fuerzas de tracción serán resistidas exclusivamente por armaduras.

Las tensiones de compresión pueden transmitirse a las zapatas por aplastamiento sobre el concreto. Cuando el área cargada es igual al área del elemento de apoyo, las tensiones permisibles al aplastamiento en el área realmente cargada serán iguales a $0,85 \phi f'_c$, donde $\phi = 0,7$ y f'_c es la resistencia del concreto mas débil de los dos miembros en contacto.

En el caso frecuente de una columna apoyada sobre una zapata de sección mayor, la tensión de aplastamiento deberá verificarse tanto en la base de la columna como en la parte superior de la zapata o cabezal. La tensión permisible de aplastamiento en la columna será normalmente $0,6 f'_c$ de su concreto. Se deberá verificar la resistencia en la parte inferior de la columna, en virtud de que su acero de refuerzo longitudinal no puede considerarse efectivo en la unión, ya que no se puede desarrollar la tensión en el acero sino a cierta distancia por encima de dicha unión, a menos que se coloquen espigas, o las barras se prolonguen dentro de las zapatas o cabezales. La tensión permisible por aplastamiento en las zapatas o cabezales se puede incrementar de acuerdo con el Artículo 10.8 hasta dos veces $0,85 \phi f'_c$, o sea aproximadamente $1,2 f'_c$ del concreto de la zapata. La fuerza de compresión que exceda la desarrollada por la tensión permisible al aplastamiento en el concreto de la parte inferior de la columna, o de la parte superior de la zapata o cabezal, debe ser transmitida por espigas pernos de anclaje o conectores mecánicos adecuados o por prolongaciones de los refuerzos de la columna. Se pueden aplicar procedimientos similares cuando una columna se apoya sobre un pedestal y cuando un pedestal apoya sobre una zapata o cabezal.

De acuerdo con el acápite c) de esta Sección no es necesario que todas las barras de una columna se prolonguen y se anclen en la zapata o cabezal. Sin embargo una cantidad de acero por lo menos igual a $0,005 A$, o un área igual de espigas adecuadamente empalmadas, debe prolongarse dentro de la zapata o cabezal con un anclaje adecuado, donde A es el área total de la sección de la columna. Como mínimo deben usarse 4 barras o espigas y el diámetro de estas últimas no debe exceder en más de 5 mm al de las barras de la columna.

En el acápite e) específicamente se permiten los empalmes por solape de las barras comprimidas de las columnas, N° 14 y N° 18, con las espigas que salen de las zapatas. Las espigas deben ser N° 11 o de diámetro menor. La longitud de solape de las espigas debe satisfacer el más exigente de los dos criterios siguientes:

1. Ser capaz de transmitir las tensiones a las barras N° 14 y N° 18;
2. Desarrollar plenamente la tensión cedente F_y en las espigas.

Lo anterior es una excepción del Artículo 12.3 acápite a, la cual prohíbe empalmes por solapes de barras mayores que la N° 11. Esta excepción es el resultado de muchos años de experiencia satisfactoria con empalmes por solape de estas grandes barras de columnas con espigas de diámetro menor. La restricción en el diámetro de las espigas se debe a las grandes longitudes de anclaje que requieren las barras gruesas y favorece el uso de espigas de menor diámetro, con probables economías en el espesor de las zapatas. Una excepción similar, para empalmes de barras en compresión, es la especificada en la Subsección 12.3.2.4.

El método de corte por fricción del Artículo 11.6 puede usarse para verificar la transmisión de las fuerzas laterales desde la base de una columna a una zapata o cabezal.

C-15.5.4 Momentos flectores en zapatas y cabezales

En esta Sección se define la posición de las secciones críticas en las zapatas y cabezales donde se deben calcular los momentos máximos y las longitudes de transferencia de tensiones del acero de refuerzo para tres casos que se presentan frecuentemente en la práctica.

Cuando se transfieren momentos a los pedestales, zapatas o cabezales, el concreto de la zona comprimida alcanza, bajo condiciones de cargas mayoradas, tensiones de $0,85 f'_c$ por lo que resultan aplicables los requisitos del Artículo 12.12.

C-15.5.4.1 Distribución del acero de refuerzo longitudinal

Esta Subsección difiere de la correspondiente del **ACI 318-02**, en que el acero de refuerzo se distribuye uniformemente en toda la anchura de la zapata. En las zapatas rectangulares con relación s_1/h ó $s_2/h \leq 5$, pero preferiblemente menor de 3, el acero de refuerzo se distribuirá uniformemente en cada dirección. Las distancias medidas desde la cara de la columna a los bordes de la zapata en la dirección corta y larga, se identifican como s_1 y s_2 , respectivamente; el espesor total de la zapata se designa como h . Cuando se exceden estas relaciones, la fundación debe diseñarse como una fundación elástica [Velásquez, J.M., 1997].

El acero de refuerzo mínimo será el de retracción y temperatura especificada en el Artículo **7.7** cuando las zapatas o cabezales sean asimilables a losas o placas, y en el caso que sean asimilables a vigas el acero de refuerzo mínimo será según el Artículo **10.3**.

A pesar de que en estos elementos de fundación los efectos de retracción y temperatura pueden ser pequeños, se considera que el refuerzo mínimo es necesario para que los mismos se comporten como miembros de concreto reforzado.

C-15.5.5 Fuerzas cortantes en zapatas y cabezales

La resistencia al corte de las zapatas y cabezales debe determinarse para la condición más exigente según se establece en el Artículo **11.9**. La sección crítica para corte se define desde la cara de la columna, pedestal o muro, excepto para los miembros apoyados sobre planchas de acero.

En el Artículo **11.9** la zapata o pedestal se considera esencialmente como una viga ancha con una sección crítica (fisura potencial) ubicada en un plano que atraviesa todo el ancho del miembro. La Sección **11.9.1** supone una acción en dos direcciones con una sección crítica (fisura potencial) ubicada sobre la superficie de un cono o pirámide truncada. La sección crítica para este caso se toma a una distancia $d/2$ hacia afuera, desde el contorno de la columna, pila o pilote, u otra carga concentrada (véase la Sección **11.9.3**).

El cálculo para corte requiere que la presión del suelo se obtenga de las cargas mayoradas y que el diseño esté de acuerdo con las fórmulas adecuadas del **Capítulo 11**.

Cuando sea necesario, el corte alrededor de los pilotes individuales puede investigarse de acuerdo con la Sección **11.9.1**. Cuando las secciones críticas se interceptan, el perímetro crítico b_o debe tomarse como la envolvente de menor longitud de las secciones críticas individuales, la cual resistirá realmente el corte crítico para el grupo que se considera.

Cuando los pilotes están ubicados dentro de las secciones críticas, distantes d ó $d/2$ a partir de la cara de la columna, es necesario analizar el corte como en las vigas-pared según el Artículo **11.7**.

C-15.6 VIGAS DE RIOSTRA

En el diseño de las vigas de riostra o de amarre del sistema de fundación, deben cumplirse los requisitos respecto a las fuerzas axiales que debe resistir la viga de amarre y las recomendaciones del estudio geotécnico.

Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, entre las cuales se cuentan las fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y eventuales diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación con posibilidad de ocurrencia de asentamientos. Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con nivel de diseño ND3, a la luz dividida por 30 para estructura con nivel de diseño ND2 y a la luz dividida por 40 para estructuras con Nivel de Diseño ND1 [Norma **NSR-98**].

Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar F_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final.

Se dispondrán estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 30 cm, la que sea menor. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo que se establece en el Capítulo **11**.

C-15.8 PILOTES Y PILAS DE CONCRETO

Conforme a lo dispuesto en el Artículo 1.7, formarán parte de la documentación del proyecto los controles de calidad del concreto en las fundaciones, inspección de daños en pilotes prefabricados, los registros de hincas y control de tensiones que puedan afectar a los pilotes, las juntas en los pilotes, los resultados de las pruebas de cargas que se hayan especificado o acordado, y los informes del Ingeniero de Suelos durante la excavación de las fundaciones o hincas de pilotes.

CAPITULO C-16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOLICITADOS A FLEXIÓN

C- 16.1 ALCANCE

Este Capítulo establece disposiciones comunes para todos los tipos de miembros compuestos de concreto estructural solicitados a flexión, incluyendo miembros que consisten de partes prefabricadas y otras vaciadas en sitio, miembros vaciados en sitio construidos en dos o más etapas, y cualquier otro miembro estructural cuyo comportamiento dependa de la acción compuesta. En algunos casos, cuando el concreto se vacía totalmente en sitio, puede ser necesario diseñar la superficie de contacto entre los vaciados sucesivos como se exige para los miembros compuestos. Este Capítulo no contempla los miembros estructurales mixtos de acero y concreto solicitados a flexión porque son tratados en la Parte 5 Construcción mixta acero-concreto de la Norma Venezolana **1618:1998**.

C-16.2 GENERALIDADES

Los ensayos han indicado que la resistencia de los miembros compuestos no se altera por el apuntalamiento o no del primer componente durante el vaciado y curado del segundo componente. Sin embargo debe evitarse la carga prematura de los componentes prefabricados de un miembro compuesto puede causar flechas excesivas debidas a la fluencia y la retracción, especialmente a edades tempranas del concreto, cuando el contenido de humedad es alto y su resistencia es baja.

La fisuración no debe perjudicar la acción compuesta y el tamaño admisible de las grietas depende de factores tales como el ambiente, la estética y el uso a que están destinados.

La transmisión del corte por adherencia directa es esencial para prevenir las flechas excesivas provenientes del deslizamiento entre los componentes. Los resaltos en la superficie de contacto son un factor mecánico adicional de seguridad, pero solo actúan después que se produce cierto deslizamiento.

C-16.3 APUNTALAMIENTOS

Se deben tomar en cuenta las disposiciones de la Sección **9.6.4** en relación a las flechas tanto de los miembros apuntalados como los que no lo están. Previamente al desapuntalamiento deberá verificarse que no se perjudican ni la resistencia ni las características requeridas en el estado límite de servicio.

C-16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

Mediante la resistencia al corte horizontal de las superficies en contacto, o por estribos anclados adecuadamente o por una combinación de ambos, se garantizará la transferencia total del corte horizontal entre los componentes de los miembros compuestos. Como la distribución de las tensiones de corte horizontal a lo largo del miembro compuesto refleja la distribución de tensiones en el miembro compuesto, la falla por corte horizontal se iniciará donde éste sea máximo y se propagará a las zonas de menores tensiones. Debido a que la resistencia al deslizamiento entre los concretos en contacto en la zona de máximo cortante es pequeña, la redistribución del cortante horizontal es muy limitada, y se requiere de acero de refuerzo transversal dispuesto para la resistencia al cortante horizontal, el cual debe distribuirse con una separación que tome en cuenta la variación de las tensiones de corte horizontal. El acero de refuerzo que atraviesa las superficies de unión se anclará apropiadamente para garantizar el contacto entre los miembros componentes.

La fuerza cortante mayorada v_u representa la fuerza cortante horizontal en las superficies de contacto de los componentes interconectados. La exigencias de un resalto no menor de 6 mm para la rugosidad intencional se basa en ensayos [saemann y washa, 1965].

C-16.6 ACERO DE REFUERZO POR CORTE HORIZONTAL

Las áreas mínimas y las separaciones máximas del acero de refuerzo por corte horizontal se han obtenido a partir de los resultados de ensayos [Grossfield, y Biornstiel, 1962; Saemann y Washa, 1965 y Mast, 168]

CAPITULO C-17 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C-17.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplica a las estructuras de edificaciones existentes, con énfasis en los casos donde se presentan dudas sobre su capacidad resistente. Comúnmente estas dudas pueden originar por diferentes motivos. (i) Cuando los materiales suministrados se consideran de calidad deficiente; (ii) se desconfía de la ejecución; (iii) la estructura no satisface las Normas en algún aspecto; (iv) se desea utilizar para otras funciones, o; (v) presenta síntomas de deterioro. En tales casos, el Ingeniero Responsable puede usar este Capítulo como una guía para investigar la seguridad de la obra.

Hasta tanto no se promulgue un cuerpo de Normas para la evaluación de edificaciones existentes, se recomienda el uso de los documentos **ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, y **FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**. Véase igualmente: **AISC**, 1986 y 1999; Arnal y Toro, 1997; Comité **ACI 437** y Capítulo 20 del Comité **ACI 350**.

Cuando las dudas sobre la seguridad se refieren a un conjunto de miembros o a toda la estructura, puede resultar inoperante el ensayo de cada miembro. En estos casos conviene llegar a un acuerdo según el cual la evaluación de la seguridad sea el resultado de complementar los estudios analíticos con el ensayo de partes de la estructura; en estos casos, antes de ejecutar ensayo alguno, es preciso que el Ingeniero Estructural, el Constructor y el Inspector acuerden cuales son los miembros a ensayar, la magnitud de las cargas, el procedimiento de carga y los criterios de aceptación.

Dado que en algunos casos las pruebas de carga no son factibles, o no constituyen el método más adecuado, la evaluación por métodos analíticos se permite como una alternativa. En cualquier caso, siempre que sea posible, conviene validar los resultados del ensayo por vía del análisis aún cuando este sea aproximado.

C-17.2 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD

C-17.2.1 Estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicio

En el caso de estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicios, es necesario verificar su comportamiento con base a:

- a) La deficiencia resistente está bien entendida en aquellos casos para los cuales se dispone de teorías confiables que correlacionan la resistencia con los desplazamientos de corta duración en términos de las dimensiones de los miembros y las propiedades de los materiales.
- b) La comprensión limitada sobre la causa de la deficiencia resistente, es propia de casos en los cuales el mecanismo resistente de los miembros puede conducir a fallas de tipo frágil o mal conocidos, como por ejemplo la resistencia al corte o a la adherencia; si no resulta posible disponer de la información adecuada para el análisis, cosa que también pudiera ocurrir con miembros solicitados por flexión o a la fuerza axial, el ensayo resulta una vía apropiada para evaluar la seguridad.

C-17.2.2 Casos de posible deterioro progresivo

En el caso de estructuras que se encuentran en proceso de deterioro, la aprobación sobre su uso no puede ser de extensión ilimitada en el tiempo. Un programa de inspecciones periódicas y ensayos físicos puede justificar una vida útil mayor. Otra alternativa para mantener la estructura en servicio consiste en limitar las cargas de servicio a niveles que resulten adecuados. Los cinco aspectos que se mencionan en el articulado de esta Sección, abarcan buena parte de las consideraciones usuales en la toma de decisiones.

Cuando el deterioro es atribuible a deficiencias en el concreto se recomienda consultar los Capítulos XV a XVII del *Manual del Concreto Estructural* [Porrero et al., 2003].

C-17.2.3 Evaluación sismorresistente

En el Artículo **12.2** de la Norma Venezolana 1756, versión 1982, se establecía que en el caso de cambios de uso o ampliación de edificaciones, "...la Autoridad Competente deberá establecer los criterios a aplicar según los lineamientos de esta Normas". Algo similar se establecía para "...edificaciones afectadas por la acción de movimientos sísmicos". En el caso de edificaciones de consideración como consecuencia de un sismo, se requería la realización de un estudio en función de la intensidad del sismo. En el respectivo Comentario se llamaba la atención sobre las dificultades en satisfacer los requisitos para el acero de refuerzo de la Norma.

En la siguiente versión de esa Norma Venezolana **1756**, vigente desde 2001, todo el Capítulo **12** se dedica a la evaluación, adecuación o reparación de edificaciones existentes. Su campo de aplicación se extiende considerablemente, a la vez que se da la "*Clasificación Sismorresistente*"; esta nueva clasificación depende de: (i) el Tipo de estructura con arreglo a la Sección 6.3.1 de esa Norma, y; (ii) el Nivel de Diseño, ND, y Factor de Respuesta R que se pueda asignar (véanse los Artículos 6.2 y 6.4 de la Norma Venezolana **1756:2001**, así como el Capítulo **18** de la presente Norma). En la selección de este valor se deben considerar: *Requisitos Normativos de Incidencia Sismorresistente*, los cuales se especifican en la Tabla **12.1** del Articulado de la citada Norma Venezolanas, tanto para estructuras de concreto armado como de acero; en el Comentario de ese Capítulo se dan orientaciones para la selección del correspondiente Nivel de Diseño.

Con todo, quedan aún muchos detalles por precisar que requieren un futuro cuerpo de normas, razón por la cual en esta Sección **17.2.3** se autoriza el uso de los documentos señalados allí señalados (ver **C-17.1**).

C- 17.3 INFORMACIÓN NECESARIA

C-17.3.2 Dimensiones y detalles de miembros

Cuando se decida una evaluación analítica, la aplicación de esta Sección pasa a ser imprescindible. La mención que aquí se hace sobre las secciones críticas, tiene que ver con aquellas en las cuales se anticipa que las tensiones alcanzan valores máximos.

C-17.3.3 Resistencia del concreto

Cuando se decida la extracción de núcleos de concreto el examen en el sitio debe ser completo y minucioso. Por ejemplo, se deben tomar suficientes muestras para obtener una resistencia promedio confiable y para detectar posibles deficiencias en las zonas críticas (véase el Artículo **5.9** de esta Norma). El número de ensayos depende de las dimensiones de la estructura y de la sensibilidad que la seguridad de la estructura tenga a la resistencia del concreto. Por ejemplo, en casos donde los problemas potenciales solo envuelven flexión, la investigación sobre resistencia del concreto puede ser menos detallada, particularmente si se trata de secciones subreforzadas ($\rho_f/f'_c \leq 0,15$ en secciones rectangulares). La resistencia de núcleos típicamente es del orden un 85 % de la resistencia de los cilindros curados en el laboratorio (véase la Sección **5.9.4** y su Comentario).

Salvo que se hayan establecido claras correlaciones entre el concreto de la obra y los ensayos no destructivos, estos solo se consideran confiables para evaluar la homogeneidad del material en la obra; en el caso particular del ultrasonido, se deben respetar las precauciones necesarias para que las mediciones sean repetibles. Véase el Capítulo XV de [Porrero et al., 2003].

C-17.3.4 Aceros de refuerzo

La información requerida sobre los materiales existentes, resulta importante en las secciones críticas (véase la Sección **17.3.2** y su Comentario). Hoy en día, los métodos de ensayo no destructivos son aceptados. En grandes estructuras, la determinación de las propiedades que se solicitan en esta Sección es adecuada si se muestrea un 5% del total de secciones críticas y en ellas se confirma la información suministrada en los planos.

C-17.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA

La evaluación analítica debe basarse en mediciones tomadas en las obras concernientes a las dimensiones reales de la estructura, la resistencia de los materiales y cualquier otro detalle pertinente.

En algunos casos el Ingeniero Responsable puede considerar los procedimientos analíticos como preferibles a las pruebas carga; en otros casos los métodos analíticos son los únicos métodos aplicables. Por ejemplo, columnas y muros, pueden ser difíciles de cargar, aparte de que la interpretación de las pruebas de carga puede ser compleja, salvo que ocurra un severo daño o se alcance el estado de ruina.

Debido a que según esta Norma los criterios para juzgar los resultados de una prueba de carga no están bien establecidos, excepto en el caso de miembros sometidos a flexión, se prefiere un método analítico para la evaluación de la resistencia de miembros sometidos a otras solicitaciones. Con todo, las pruebas de carga en cualquier tipo de estructuras no se excluyen como procedimientos alternativos siempre que se consideren factibles.

C-17.4.1 Miembros a flexión que no sean vigas, losas ni placas

Debido a que según esta Norma los criterios para juzgar los resultados de una prueba de carga no están bien establecidos, excepto en el caso de miembros sometidos a flexión, se prefiere un método analítico para la evaluación de la resistencia de miembros sometidos a otras solicitaciones. Sin embargo, no se excluyen las pruebas de carga de cualquier tipo de estructuras, como un procedimiento alternativo cuando sea factible.

C.17.4.2 Factores de reducción de resistencia

Las Normas establecen que el análisis debe demostrar, a satisfacción del Ingeniero Responsable, que la estructura cumple con el propósito de las Normas de garantizar la seguridad pública. Los factores de mayoración de carga y los de minoración de resistencias ϕ toman en cuenta el efecto de los posibles excesos en las cargas previstas de proyecto, las incertidumbres del análisis estructural, la dispersión en las propiedades de los materiales, las inexactitudes en la ejecución y factores similares. Aun cuando, individualmente, tales factores pueden estar dentro de las tolerancias, su efecto conjunto puede afectar adversamente la resistencia de la estructura o del miembro. Los factores ϕ que se dan en esta Sección son compatibles con los nuevos criterios de combinación del **Capítulo 9**. Sus valores son algo mayores que los establecidos en ese Capítulo, pues se aplican a propiedades de materiales ya existentes, dimensiones reales y métodos de análisis bien conocidos.

C-17.5. PRUEBAS DE CARGA

La selección de la parte de la estructura a ensayarse, el procedimiento y la interpretación de los resultados, deben hacerse bajo la dirección de un Ingeniero calificado, con experiencia en investigaciones estructurales y ensayos de campo, usando preferentemente los servicios de los Institutos especializados que existan en el país.

C-17.5.4 Pruebas de carga en miembros solicitados a flexión

En esta Sección se dan criterios y procedimientos detallados para pruebas de carga de miembros sometidos a flexión. A continuación se anotan algunas observaciones sobre los mismos:

- a) En la selección de los vanos donde deba aplicarse el lastre o carga de ensayo, interesa minimizar la probabilidad de que los miembros cargados o descargados contribuyan a compartir la carga aplicada.
- b) La carga de ensayo total especificada es 85 por ciento del total de la carga mayorada. En este aparte, la carga variable de servicio **CV** puede ser reducida según lo establezcan las consideraciones de seguridad de la norma que se aplique. Según sea el caso **CV** deberá incrementarse para compensar la resistencia suministrada por partes no cargadas de la estructura estudiada; esta decisión se determinará tomando en consideración la condición de carga, respecto al criterio del ensayo. Aún cuando ha habido cambios en el Capítulo 9, el criterio de combinación aquí recomendado se considera igualmente adecuado si se emplean las combinaciones del **Apéndice B**.
- c) Es recomendable inspeccionar la estructura después de cada incremento de carga. El efecto de arco en la carga variable de servicio, **CV**, puede producirse cuando el apilamiento del lastre empleado mantenga cierto contacto; de ser así, al deformarse la estructura con nuevas cargas, estas pueden interactuar entre sí dejando de ser una distribución uniforme de cargas.

En la Figura **C-17.5.4** se ilustra, en forma esquemática, un diagrama de flechas medidas en una prueba de carga de un miembro sometido a flexión. Obsérvese que, intencionalmente, se destaca el incremento de la flecha entre Δ_4 (flecha medida inmediatamente después del último incremento de carga) y Δ_m (flecha después de 24 horas de espera) por fenómenos debidos a deformaciones diferidas (véase la Subsección **9.6.2.1**; igual comentario procede para la diferencia entre la flecha para cargas nula (final de la descarga) y el valor final Δ_f después de una espera de 24 horas.

C-17.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación y los límites que se dan en este Artículo son congruentes con los establecidos por el Comité **ACI 318:02**.

a) Bajo la carga de ensayo, un criterio general de aceptación sobre el comportamiento de una estructura es que no muestre "*una evidencia visible de deterioro*". Entre las evidencias visibles de deterioro se pueden considerar: fisuras, grietas, o flechas de magnitudes y extensión que sean obviamente excesivas e incompatibles con los requisitos de seguridad de la estructura. Las anchuras de las fisuras son buenos indicadores sobre el estado de la estructura y deben ser examinadas cuidadosamente; no obstante su correlación con el estado de tensiones e inclusive su medición en el campo, puede ser poco confiable. No hay reglas simples de aplicación general a todo tipo de estructuras y condiciones. Por esta razón, antes de la prueba es conveniente establecer criterios sobre, al menos, los tres aspectos siguientes: (i) tipos esperados de agrietamiento; (ii) donde y como deben ser medidas; (iii) límites aproximados sobre los cambios de agrietamientos. Si se constatan evidencias de daños como para considerar que la estructura no pasó la prueba de carga, no se autoriza un nuevo ensayo porque se considera que los miembros dañados no deben utilizarse ni siquiera para un nivel de carga más bajo.

b) y d) Cuando la estructura no muestra evidencias visibles de falla, "*la recuperación de la flecha*", después de la descarga del lastre de ensayo se usa como criterio para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria o no. Sin embargo, en el caso de estructuras muy rígidas los errores de las mediciones en condiciones de campo pueden ser del mismo orden que las flechas reales. En tales casos y para evitar la penalización de una estructura satisfactoria, cuando la flecha inicial Δ_i es menor que el valor de referencia permisible $\Delta_{mp} = L_t^2/(20000 h)$ se obvian los requisitos de recuperación de flecha.

e) En un plano donde haya grietas por corte, las fuerzas se transmiten por una combinación de la interacción entre los agregados del plano de la grieta, 'engrapados' por el refuerzo transversal, y la acción de dovola del acero de refuerzo que cruza la grieta. En la medida que la longitud de la proyección horizontal de la grieta incrementa y se acerca al valor de la altura útil del miembro, y a la vez se ensancha la grieta, la interacción entre los agregados se pierde; el acero de refuerzo transversal, si existe, inicia su cedencia o presenta pérdida de anclaje amenazando su integridad, con lo cual el miembro se encuentra en las cercanías de una falla frágil.

f) La formación de fisuras es una advertencia dirigida a los Profesionales encargados del ensayo y se encuentra directamente relacionado al Comentario del punto e).

g) El agrietamiento a lo largo del eje de refuerzo en zonas de anclaje puede estar relacionado a las elevadas tensiones asociadas con la transferencia de fuerzas entre el refuerzo y el concreto, debido por ejemplo a una longitud de transferencia L_d menor que la necesaria (véase el Artículo **12.2** y su Comentario). Si estuviesen asociadas al refuerzo principal, la aparición estas grietas puede ser un indicador de una próxima falla frágil del miembro. En estos casos resulta importante evaluar sus causas y consecuencias.

C-17.7 DISPOSICIONES PARA REDUCIR LA INTENSIDAD DE CARGA

Con excepción de los miembros que han fallado en forma visible en los ensayos. (Véase la Sección **17.6.4(g)**), el Ingeniero Responsable puede autorizar el uso de una estructura o miembro para un menor nivel de carga que, según los resultados de la prueba, se juzgue seguro y apropiado.

CAPÍTULO 18 REQUISITOS ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

C 18.1 ALCANCE

El presente Capítulo establece los requisitos para el diseño y construcción de estructuras de concreto vaciado en sitio, capaces de mantener una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin deterioro crítico de su resistencia. Para mantener la integridad de la estructura con las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como el **IBC**, el **UBC**, el **NEHRP** y Venezolana **1756** las cuales son menores que las correspondientes a una respuesta lineal a la intensidad sísmica anticipada, se deben cumplir todos los requisitos de este Capítulo.

Una estructura monolítica apropiadamente detallada, responde a un movimiento fuerte del terreno de manera que su rigidez decrece a medida que la demanda de energía de disipación aumenta. Estos cambios tienden a reducir las aceleraciones asociadas a la de respuesta elástica y las fuerzas laterales que podrían ocurrir cuando la estructura permanece linealmente elástica y ligeramente amortiguada. El uso de fuerzas de diseño representando

los efectos sísmicos tal como se especifica en esta Norma, requiere que el sistema resistente a fuerzas laterales retenga una porción de su resistencia bajo los desplazamientos reversibles en el rango inelástico.

Los requisitos del Capítulo **18** relacionan los criterios de detallado, con el Tipo estructural, con la zonificación sísmica del sitio, con el nivel de deformación inelástica esperada en el diseño estructural (Nivel de Diseño) y con el uso y ocupación de la edificación. El nivel de riesgo sísmico, el desempeño sísmico y el Nivel de Diseño de una estructura es regulada por la norma Venezolana **1756:2001**. De manera general, la amenaza sísmica tradicionalmente ha sido clasificada como bajo, moderado y alto

Los requisitos de diseño y detallado deben asegurar el nivel de energía de disipación o tenacidad supuesta en el cálculo de las acciones sísmicas de diseño. Los Niveles de Diseño ND1, ND2 y ND3 facilitan esta compatibilidad. Los requisitos asociados al grado de tenacidad requerido se incrementan progresivamente de ND1 al ND3. Es esencial que las estructuras en zonas de alto riesgo sísmico o asignadas a altos comportamientos sismorresistentes posean ND3. Sin embargo, se permite diseñar con ND3 en zona de baja sismicidad para tomar ventajas de los bajos niveles de fuerzas de diseño.

Los requisitos de los Capítulos **1** hasta el **17** y están orientados a proveer adecuada tenacidad para estructuras con Nivel de Diseño ND1 en regiones de bajo riesgo sísmico. Por lo tanto, no es necesario cumplir con los requisitos del Capítulo **18** cuando se trata de sistemas resistente a cargas laterales consistente en muros estructurales con ND1. En el Capítulo **19** se autoriza el empleo del concreto simple, sin acero de refuerzo, siempre que se respeten las limitaciones allí indicadas.

Los requisitos de los Artículos **18.3** a **18.6** han sido desarrollados para suministrar a las estructuras con adecuada tenacidad para esta respuesta las estructuras en regiones de alto riesgo sísmico, o asignadas a comportamiento sismorresistente alto o categorías de diseño, pueden estar sujetas a fuertes movimientos del terreno. Las estructuras diseñadas usando fuerzas sísmicas basadas en los factores de modificación de respuesta para pórticos o muros estructurales cuyo Nivel de Diseño sea ND3 están expuestas a experimental múltiples ciclos de desplazamientos laterales más allá del punto donde la cedencia del acero de refuerzo cuando ocurre el sismo de diseño.

Los requisitos de Nivel de Diseño ND3 del Capítulo **18** están fundamentalmente basados en experiencias de campo y ensayos de laboratorios con estructuras de concreto monolítico.

C-18.2 REQUISITOS GENERALES

C-18.2.1 Materiales

Véase los Comentarios **C-3.6.1** y **C-5.2.1**

C-18.2.2 Análisis estructural

Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos miembros de un sistema resistente a fuerzas laterales se obtendrán del análisis de un modelo linealmente elástico del sistema sobre el cual actúan fuerzas mayoradas especificadas en la norma sismorresistente. Cuando se emplean análisis no lineales de historia de respuesta, los movimientos sísmicos en la base del sistema se seleccionarán después de un estudio detallado de la historia sísmica del sitio y las condiciones del subsuelo.

Debido a que los criterios de diseño admiten respuestas no lineales, es necesario investigar la estabilidad del sistema resistente a fuerzas laterales, así como su interacción con otros miembros estructurales y no estructurales, cuando se alcancen los mayores desplazamientos que resultan del análisis lineal. Para manejar este problema sin tener que recurrir a un análisis de respuesta no lineal, la opción es la de multiplicar por los desplazamientos de análisis linear por el Factor de Reducción de Respuesta y el Factor de Sobrerresistencia como lo especifica la Norma Venezolana **1756:01**.

EL asunto más importante del Capítulo **18** es la seguridad de la estructura. Por lo tanto es necesario prestar atención a la influencia de miembros no estructurales en la respuesta estructural y al peligro de objetos que pueden caer.

Al seleccionar las dimensiones de los miembros para estructuras sismorresistentes, es importante considerar problemas relacionados a la congestión del refuerzo. El Ingeniero Estructural debe asegurarse que todo el acero

de refuerzo puede ser ensamblado y colocado y que el concreto puede ser vaciado y consolidado correctamente. El uso de los límites superiores de cuantías de refuerzo permitidos es propenso a ocasionar insuperables problemas de construcción especialmente en los nodos de los pórticos.

C-18.2.3 Empalmes

En estructura con incursiones inelásticas durante la acción un sismo, el acero de refuerzo puede alcanzar su resistencia a la tracción. Los requisitos para empalmes con dispositivos mecánicos Tipo **2** tienen por finalidad evitar una falla del empalme cuando el acero de refuerzo queda sometido a los niveles esperados de tracción en las zonas cedentes. Los empalmes Tipo **1** no necesitan satisfacer los requerimientos más estrictos de los del Tipo **2** y pueden no ser capaces de resistir los niveles de tensión esperados en la zona cedente.

La práctica del detallado evitará el uso de empalmes en regiones donde potencialmente puede ocurrir cedencia como consecuencia de la acción sísmica. Cuando no pueda evitarse el empleo de los empalmes en regiones potencialmente cedente, el Ingeniero Estructural tomará medidas de precaución fundamentada en las características mecánicas de las barras a empalmar así como en la capacidad de satisfacer el desempeño especificado para los empalme Tipo **2**.

Los empalmes por solape de los aceros de refuerzo están prohibidos en aquellas regiones donde se anticipa las cedencia por flexión debido a que tales solapes no son confiables bajo cargas de tipo cíclico en el rango inelástico. El refuerzo transversal para empalmes por solape en cualquier sección es obligatorio debido a la pérdida probable del recubrimiento de concreto.

Es probable que ocurra a pérdida del recubrimiento cerca de los extremos de las columnas en los pórticos típicos, por esta razón los empalmes en estas ubicaciones son vulnerables. Cuando esta previsto el uso de empalmes por solape, estos deberán ubicarse cerca del tercio central de altura libre de la columna donde es menos probable que ocurra la reversión de tensiones. Se dispondrá refuerzo transversal especial a lo largo de la unión por solape debido a la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la altura y la necesidad de confinar los empalmes por solape sometidos a tensiones alternantes.

C-18.3 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

C-18.3.1 Alcance

Esta Sección trata las vigas que pertenecen a los pórticos diseñados con el Nivel de Diseño, ND3, que resisten fuerzas laterales inducidas por sismos. Cualquier miembro del pórtico solicitado por una fuerza axial de compresión mayorada que exceda $0,1 f'_c A$ debe ser dimensionado y reforzado en la forma descrita en el Artículo

C-18.3.2 Requisitos

Evidencias experimentales indican que, bajo los desplazamientos alternantes en el rango inelástico, el comportamiento de miembros continuos con relaciones largo/profundidad inferior a 4 es significativamente diferente del comportamiento de miembros más esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de experiencias a partir de ensayos en miembros relativamente esbeltos no aplica directamente a miembros con relaciones largo/profundidad menores que 4 especialmente en lo que se refiere a la resistencia al corte.

Las limitaciones geométricas en la Sección **18.3.2** se obtuvieron de experiencias en laboratorios con pórticos de concreto reforzado que resistieron fuerzas inducidas por sismos. Véase SEAOC [1999].

En zonas de alto riesgo sísmico deben evitarse los pisos formado por vigas planas (Norma Venezolana **1756:01**); sin embargo, cuando excepcionalmente una o dos vigas planas formen parte de la placa de piso, su altura quedará limitada por razones de transferencia de tensiones de los aceros de refuerzo longitudinal de las columnas.

Las vigas acarteladas de grandes luces pueden ser una ventaja arquitectónica y no hay ninguna diferencia significativa con las vigas de sección constante. Pueden usarse vigas acarteladas de luces menores para relocalizar las rótulas plásticas en los extremos de sus tramos y evitar fallas por corte en los nodos. Véase Paulay, T., y Priestley, M.J.N., [1992]

C-18.3.3 Diseño por flexión

La Sección **10.2.6** limita la deformación unitaria a la tracción ϵ_s limitando en forma indirecta la cuantía de refuerzo a la tracción en miembros flectados, a una fracción de la cuantía que conduciría a condiciones balanceadas. Para una sección solicitada únicamente a flexión y cargada monotónicamente hasta la cedencia, es factible estimar de modo confiable la probabilidad de una falla por compresión a partir del modelo que permite determinar la cuantía de refuerzo correspondiente a la falla balanceada. El mismo modelo (Distribución lineal de deformaciones unitarias, la tensión cedente bien definida para el acero, deformación a compresión en el concreto) debe satisfacer el desempeño especificado.

El valor $\epsilon_{cu} = 0,003$ resulta inadecuado para describir las condiciones en un miembro solicitado por momentos alternantes con incursiones importantes en el rango inelástico, por tanto no hay consistencia al continuar refiriéndose a las condiciones balanceadas en el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado.

La cuantía límite del refuerzo $\rho = 0,025$ esta esencialmente basada en consideraciones propias de la congestión de aceros de refuerzo e, indirectamente, destinadas a limitar las tensiones por corte en vigas de proporciones típicas. El requisito de disponer como mínimo dos barras en la parte superior e inferior de nuevo es por razones constructivas. Véase las Figuras **C-18.3**

C-18.3.4 Zonas confinadas

El refuerzo transversal se requiere esencialmente para confinar el concreto y mantener el apoyo lateral de las barras de refuerzo en aquellas regiones donde se espera la cedencia. Ejemplos de estribos adecuados se dan en la Figura **C-18.3.4**.

En el caso de miembros de resistencia variable a lo largo del vano o miembros en los cuales la carga permanente representa una gran proporción de la carga total de diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotaciones inelásticas dentro del vano. Cuando tal condición puede anticiparse, también se dispondrá el refuerzo transversal en las regiones donde se espera que ocurra la cedencia.

Debido a que bajo la acción de movimientos fuertes se puede anticipar el desprendimiento del recubrimiento, todo el refuerzo del alma debe disponerse en la forma de estribos cerrados tal como se define en esta Sección.

C-18.3.5 Diseño por corte

Al determinar las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos sísmicos para el tipo de estructuras considerado, se admite que los miembros del mismo están en capacidad de disipar energía en el rango inelástico de su respuesta. A menos que el miembro posea una resistencia del orden de 3 a 4 veces la fuerza de diseño, debe suponerse que entrará en cedencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño se considera ser una buena aproximación del máximo corte que puede desarrollarse en el miembro. Por tanto, la tensión cortante requerida para los miembros de sistemas estructurales está relacionado a la resistencia a la flexión del miembro más que con la fuerza cortante mayorada obtenida del análisis. La condición está descrita en esta Sección e ilustrada en la Figura **C-18.3.5**.

Debido a que la resistencia cedente del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia cedente especificada y debido a que pueden presentarse fenómenos de endurecimiento del refuerzo en secciones sometidas a una gran rotación, la resistencia requerida por corte se determina empleando en el refuerzo longitudinal una tensión no menor que **1,25 F_y** .

Estudios experimentales de miembros de concreto reforzado solicitados por a carga cíclica han demostrado la importancia que tiene el refuerzo a corte para asegurar fallas por flexión cuando el miembro es sometido a desplazamientos alternantes en el dominio inelástico; su cuantía debe ser superior si se compara con la necesaria para cargas monotónicamente crecientes. Este incremento necesario del refuerzo por corte es mayor cuando se trata de miembros con carga axial. Esta observación se refleja en la Norma eliminando el término que representa la contribución del corte en el diseño. Esta precaución adicional bajo la acción cortante es necesaria en áreas donde la rótula potencial por flexión sea probable. Sin embargo, a diferencia del Código ACI **318-99**, la contribución de la resistencia al corte de la sección del miembro se determina de forma discontinua al aplicar la fórmula **(18-3)**

No obstante, esta estrategia seleccionada por su sencillez, no debe interpretarse que se desprecia la resistencia al corte del concreto. Al contrario, se puede argumentar que el núcleo de concreto con el refuerzo transversal de corte de confinamiento resiste todo el corte y mejora la resistencia de la sección. El núcleo confinado de la

sección juega un papel importante en la respuesta de la viga y debe reducirse a un mínimo por no reconocerse explícitamente en la fórmula de diseño.

C-18.4 NIVEL DE DISEÑO 3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

C-18.4.1 Alcance

Esta Sección está esencialmente orientada a columnas de pórticos diseñados de acuerdo con el Nivel de Diseño ND3. Los miembros diferentes a las columnas, que no satisfacen la Sección 18.3.2 deben ser dimensionados y detallados de acuerdo con esta Sección.

C-18.4.2 Requisitos

Las limitaciones geométricas de los acápites a y b son consecuencia de la práctica constructiva.

La dimensión mínima dada en el acápite c está sustentado por resultados de investigaciones, las cuales han mostrado que barras rectas en vigas pueden deslizar dentro del nodo viga-columna durante una serie de reversiones importantes de momento. Las tensiones por adherencia en estas barras rectas pueden ser muy elevadas. Para reducir substancialmente el deslizamiento durante la formación de rotulas adyacentes, sería necesario tener una relación de dimensión de columna a diámetro de barra de aproximadamente 32:1, lo cual daría lugar a juntas muy grandes. Una revisión de los ensayos disponibles, permitió rebajar esta proporción a 20:1 para concretos normales y 26:1 para concretos livianos. Debido a la falta de información, en el Capítulo 12 el factor de modificación para concretos livianos de la fórmula (18.3) es igual a 1,3. Estos limites permiten un control razonable al deslizamiento de las barras en los nodos, en especial en columnas de sección circular, si se considera el número anticipado de incursiones inelásticas durante sismos fuertes. Véase la Figura C-18.3.

C-18.4.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas

El objetivo de esta Sección es la de reducir el riesgo de cedencia en las columnas consideradas como parte del sistema resistente a fuerzas laterales debidas a sismos. Si las columnas no son más resistentes que las vigas concurrentes a un determinado nodo, hay riesgo de que pueda ocurrir la cedencia en ambos extremos de la columna en un determinado nivel, generando un mecanismo de falla que puede conducir a la inestabilidad de la estructura.

Las resistencias teóricas de las vigas y columnas son calculadas en las caras de las juntas, y esas resistencias son comparadas directamente por medio de la fórmula (18-4).

Cuando se determine la resistencia teórica a la flexión de una sección de una viga a flexión negativa (tracción en la parte superior), el refuerzo longitudinal contenido dentro de un ancho efectivo de una losa en el tope, que actúa monolíticamente con la viga, incrementa su resistencia. Investigaciones en sub-ensamblajes viga columna bajo carga lateral, indican que el empleo de los anchos efectivos de las alas de las vigas T establecidos en el Artículo 8.7, conduce a estimaciones razonables de la resistencia a la flexión negativa de la viga de conexiones interiores para niveles de desplazamiento entre pisos cercanos al 2% de la altura del entrepiso. Este ancho efectivo es conservador cuando la losa termina en un miembro débil.

Para reducir el riesgo de cedencia en las columnas, se recomienda el procedimiento que se da en SEAOC [1999]. Las resistencias a flexión de columnas de cada nivel deberá satisfacer la condición:

$$\Sigma M_{cn} \geq \Sigma M_{vn} \quad (\text{C-18-4})$$

ΣM_{cn} = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas del sistema resistente a sismos que se conectan por debajo de un nivel y en una determinada dirección.

ΣM_{vn} = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión en cada extremo de cada una de las vigas de un nivel, dispuestas para resistir fuerzas laterales en la dirección bajo consideración. Para el caso de vigas T o L, donde la sección de losa esté en tracción por los momentos actuantes en las caras de la junta, del acero de refuerzo de dicha sección de losa colocada en el ancho efectivo de ésta, según lo establecido en el Artículo 8.7, se considerará que contribuye a la resistencia a flexión si el refuerzo puede transferir las tensiones en la sección crítica. Los momentos de las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis.

De acuerdo con la SEAOC, [1999], podrá obviarse la condición establecida por la Fórmula (C-18-4) cuando:

- a. Cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo.
- b. Cuando se demuestra mediante un análisis plástico o no lineal de la estructura, que el mecanismo de piso débil no alcanza a gobernar la respuesta sísmica.

Al emplear este procedimiento: i) se confía en que pueden prevenirse los mecanismos de entrepisos no deseables aún cuando las columnas estén solicitadas por cargas axiales menores que $0,1 f'_c A$, y; ii) que ignorar la rigidez y resistencia de las columnas rotuladas no conducen a mejores diseños de los sistemas resistentes a cargas laterales.

C-18.4.4 Acero de refuerzo longitudinal

La cuantía mínima de acero de refuerzo tiene por finalidad controlar deformaciones diferidas en el tiempo y que el momento cedente exceda el momento de figuración. La cuantía superior refleja la preocupación por el congestionamiento del refuerzo, transferencia de cargas de los pisos a la columna especialmente en construcciones bajas, así como el desarrollo de tensiones cortantes elevadas.

C-18.4.5 Diseño del refuerzo de confinamiento

Los requisitos de esta Sección están concentrados en confinar el concreto y proveer soporte al refuerzo longitudinal. Está bien establecido que el efecto del refuerzo helicoidal espiral y el refuerzo de ligaduras rectangulares configuradas adecuadamente en la fuerza y ductilidad de las columnas. [Sakai, K., y Sheikh, S. A., 1989].

Las demandas de deformación y carga axial durante la acción sísmica no son conocidas con suficiente precisión mientras existan procedimientos analíticos para los cálculos de capacidad de ductilidad y resistencia de las columnas bajo carga axial y momentos alternantes como para justificar los cálculos de dicho refuerzo transversal como una función de demandas del sismo de diseño. En cambio, las Fórmulas (10-5) y (18-7), con la intención que el desprendimiento del recubrimiento de concreto no ocasionará pérdida apreciable de resistencia por carga axial en la columna. Las fórmulas (18-6) y (18-8) gobiernan para columnas de mayor diámetro, y tienen la intención de asegurar adecuadamente la capacidad de curvatura a flexión en regiones que han entrado en cedencia.

La Figura C-18.4.5 muestra un ejemplo de refuerzo transversal constituido por una ligadura cerrada y tres ligaduras de una rama. Las ligaduras cerradas o ligaduras de una rama, con ganchos de 90 grados no son tan efectivos como ligaduras de una rama con gancho de 135 grados o ligaduras cerradas para proveer confinamiento. Se recomienda usar ligaduras cerradas o de una rama con ganchos de 135 grados. Véase también la Figura C-18.4.5.1

En esta Sección los requisitos están interrelacionados para la configuración de refuerzos de ligaduras rectangulares. El requisito que la separación no exceda un cuarto de la mínima dimensión del miembro, es para lograr obtener un confinamiento adecuado del concreto. El requisito que la separación no exceda 6 veces el diámetro de la barra, tiene por finalidad evitar el pandeo del acero de refuerzo longitudinal después del agrietamiento del concreto. La separación de 10 cm es con fines de lograr el confinamiento del concreto; este límite se puede elevar a 15 cm si la separación h_x está limitada a 20 cm.

Se pueden agrietar los recubrimientos no reforzado a medida que la columna se deforma al resistir los efectos sísmicos. La separación de porciones del recubrimiento del núcleo causado por agrietamiento local crea un peligro por la caída de porciones de concreto. Para reducir este riesgo se requiere refuerzo adicional.

Esta Sección estipula una longitud mínima a lo largo de la cual debe disponerse refuerzo transversal cercano a los extremos del miembro, donde pueda ocurrir la cedencia por flexión. Los resultados de investigaciones indican que la longitud debe incrementarse en un 50% o más en ciertas áreas tales como en la base de los edificios donde la fuerza axial y la flexión son particularmente altas.

Las columnas que soportan miembros que no continúan hasta su base, o que generan discontinuidades, como por ejemplo muros o celosías, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por tanto se requiere que estas columnas posean refuerzo transversal especial en toda su longitud. Esto cubre todas las columnas por

debajo del nivel en el cual el miembro rígido sido discontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a esfuerzos sísmicos sean pequeñas. Véase Subsección **18.4.5.4**.

Observaciones de campo revelan que el daño en las regiones no confinadas cerca de la mitad de la altura puede ser importante. Los requisitos de separación en las zonas no confinadas tienen por finalidad suministrar una protección y ductilidad razonable a mitad de altura de la columna entre refuerzos transversales. Observaciones de estructuras afectadas por sismos han mostrado daños significativos en las zonas no confinadas de columnas; una cuantía igual al 70% acero de refuerzo por confinamiento requerido en esta Sección de zunchos y ligaduras suministran una tenacidad mas uniforme a lo alto de la columna.

La formulas **(18.7)** y **(18.8)** de esta Norma no consideran el efecto de la carga axial para los cálculos del acero de refuerzo por confinamiento. En [Park, R., 2003 y Luna. J. y Tena, A., 2002] se hacen comparaciones con diferentes Normas

C-18.4.6.1 Fuerza cortante de diseño

Las disposiciones de la Sección **18.3.4** también aplican a los miembros solicitados por fuerzas axiales.

Por encima del nivel de planta baja, el momento en un nodo puede ser limitado por la resistencia a flexión de las vigas que concurren al nodo. Cuando las vigas concurren en lados opuestos del nodo, la resistencia combinada puede ser la suma de la resistencia a flexión negativa en un lado del nodo y la resistencia a flexión positiva en el opuesto. Las resistencias a la flexión deberán determinarse empleando un factor de reducción de resistencias igual a 1,0 y una tensión en el acero de refuerzo igual a 1,25 F_y . La distribución de la resistencia a momentos combinada de las vigas a las columnas por encima y por debajo del nodo deberá basarse en el análisis. El valor de los momentos máximos probables, M_{pr} que se muestra en la Figura **C-18.3.5** podrá calcularse a partir de la resistencia a la flexión en los nodos viga-columna. Con relación al factor de sobrerresistencia, en la referencia [Castilla, E., y Marinilli, A, 2000] se expresa con una relación de tensiones máxima y cedente de los aceros de refuerzo y es diferente según el tipo de acero que se use.

C-18.5 NIVEL DE DISEÑO ND3. NODOS VIGA-COLUMNA

C-18.5.1 Requisitos

El Artículo **18.5** está basado en e Reporte **ACI 352R91** (Ratificado en 1997) del Comité ACI-ASCE 352. Posteriormente a la entrega de la presente Norma se publicó la edición **ACI 352R-02**, vigente desde el 18 de Junio de 2002 y que deroga a la versión anterior; los cambios de esta última versión deberán incorporarse en las futuras revisiones de la Norma Venezolana **1753-03**. Para los fines del Capítulo **17**, es importante destacar que las correspondientes disposiciones sobre los nodos en la Norma Venezolana **1753-87** se basaron en el documento **ACI 352R-76** (Ratificado en 1981), y que antes de 1976 la práctica del proyecto de estructuras de concreto no contemplaba el diseño de los nodos.

El diseño de los nodos tiene como principales objetivos:

- 1.- Preservar la integridad del nodo de tal manera que las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas puedan ser desarrolladas durante un evento sísmico.
- 2.- Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo bajo cargas sísmicas minimizando el agrietamiento del concreto en el nodo y la pérdida de adherencia entre el concreto y los aceros longitudinales de la viga y la columna, y
- 3.- Prevenir la falla frágil por corte.

El primer requisito puede cumplirse con un adecuado confinamiento del concreto del nodo. El segundo puede ser tratado con un adecuado anclaje o con suficiente longitud de transferencia de tensiones del acero de refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas. El tercer requisito exige que el nodo tenga suficiente resistencia al corte para resistir la demanda de fuerzas cortantes impuestas por los miembros conectados.

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras del nodo de pórticos de concreto reforzado está asociado a deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que exceden el esfuerzo cedente. Por consiguiente, la fuerza cortante en el nodo generado por el refuerzo a la flexión se calcula para una tensión igual a 1,25 F_y en el refuerzo.

Una explicación detallada de las razones para el posible desarrollo de tensiones en exceso del cedente se da en [ACI-ASCE Committee 352, 1999]. Véase la Figura **C-18.3**.

C-18.5.2 Resistencia al corte

Los requisitos para el diseño de nodos están basados en [ACI-ASCE Committee 352, 1999]; esta trata el fenómeno desde el punto de vista de su conducta en términos de la resistencia teórica al corte en el nodo. Debido a que los ensayos en nodos y en vigas altas revelaron que la resistencia al corte no era tan sensible al refuerzo al corte del nodo, el Comité **ACI 318** estableció la resistencia de la junta como una función única de la resistencia a la compresión del concreto a la vez que se requiere una cuantía mínima de refuerzo transversal en el nodo. El área efectiva de la junta A_j se ilustra en la Figura **C-18.5.2**.

En ningún caso se acepta que el valor de A_j sea mayor que la sección transversal de la columna.

Los tres niveles de resistencia al corte especificados en el diseño de los nodos están basados en recomendaciones del Comité **ACI 352**. Los resultados de ensayos revisados por dicho Comité, indicaron que el valor más bajo dado de la Norma Venezolana **1753:87** no era conservador para nodos de esquina, confinados por una sola cara o no confinados.

C-18.5.3 Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos

Independiente de lo bajo que resulte la fuerza en el nodo de un pórtico que resista fuerzas inducidas por sismos, el refuerzo de confinamiento (véase Sección **18.4.5**) deberá disponerse en el nodo alrededor del acero de refuerzo de la columna. El refuerzo de confinamiento puede reducirse cuando hay miembros confinantes que concurren a las cuatro caras del nodo.

En un nodo donde la anchura de la viga exceda la correspondiente dimensión de la columna, el refuerzo de la viga, no confinado por el refuerzo de la columna, se deberá suministrar soporte lateral, sea por una viga que concorra ortogonalmente a esa cara del nodo o por medio de refuerzo transversal.

Cuando las dimensiones de un nodo sean tales que pueda ocurrir una falla por corte o que las barras que lo atraviesan no pueden anclarse y transferir las tensiones al concreto, se pueden tomar medidas como relocalizar las rótulas plásticas para aumentar tanto la resistencia al corte del nodo como mejorar el anclaje y la transferencia de adherencia de las barras que lo atraviesan. Esas medidas incluyen: i) el diseño de vigas con cartelas; y ii) cortar y doblar las barras en forma de gancho o disponer en forma diagonal varias barras que forman los aceros de refuerzos longitudinales a una distancia alejada de la cara de la columna.

C-18.5.4 Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal

La longitud mínima de transferencia de las barras en tracción con ganchos estándar embebidos en concreto de peso normal se determina empleando la fórmula **(18-12)**. Debido a que en el Capítulo **18** se estipula que el gancho debe quedar embebido en concreto confinado, los coeficientes 0,7 (para concreto de recubrimiento) y 0,8 (para estribos) se han incorporado en la constante utilizada en la fórmula **(18-11)**. La longitud de transferencia que se obtendría directamente del Artículo **12.4** se ha incrementado para reflejar el efecto de las reversiones.

La longitud de transferencia en tracción para barras de refuerzo con gancho estándar se define como la distancia paralela a la barra, desde la sección crítica (donde la barra debe ser anclada) a una tangente trazada por el borde exterior del gancho. La tangente debe ser perpendicular al eje de la barra.

Factores tales como que la tensión real en la barra de refuerzo sea mayor que la fuerza cedente y que la longitud efectiva de transferencia no necesariamente comienza en la cara de la junta, fueron considerados implícitamente en la formulación de la expresión para el cálculo de la longitud de transferencia que ha sido empleada como base de la fórmula **(18-11)**.

Para concretos con agregados livianos, la longitud requerida por la fórmula **(18-11)** debe incrementarse en un 25% a fin de compensar la variabilidad en las características de adherencia de las barras de refuerzo en varios tipos de concretos hechos a base de agregados livianos.

En la Subsección **18.5.4.2** se especifica la longitud mínima d desarrollo para barras rectas como un múltiplo de la longitud obtenida en la Subsección **18.5.4.1**. La Subsección **18.5.4.2(b)** se refiere a barras del lecho superior.

Si la longitud requerida de barra recta embutida de una barra de refuerzo se extiende mas allá del volumen de concreto confinado, según se define en las Secciones **18.3.4**, **18.4.5** ó **18.5.1** la longitud de transferencia requerida se incrementa con base a la premisa de que la tensión de adherencia fuera de la región confinada es menor que dentro de ella.

C-18.6 NIVELES DE DISEÑO ND3 Y ND2. DIAFRAGMAS, CERCHAS, AMARRES Y MIEMBROS COLECTORES

C-18.6.1. Cerchas estructurales, amarres y miembros colectores

Los diafragmas, como los pisos o los techos de las edificaciones, proveen algunas o todas de las siguientes funciones:

- a) Soporte para las paredes y divisiones similares que resisten las fuerzas horizontales más no actúan como parte del sistema resistente a fuerzas laterales de la edificación;
- b) Transferencia de fuerzas laterales desde el punto de aplicación hasta el sistema de la fuerza resistente lateral vertical de la edificación;
- c) Conexión entre varios componentes del sistema resistente a fuerza laterales de la edificación con la fuerza, rigidez y robustez apropiada de tal manera que la edificación responda de acuerdo al diseño.

Se requiere que las losas con nervios y losetas adherida para que el sistema de piso o de techo pueda proveer resistencia al pandeo de la losa. Se requiere el refuerzo para asegurar la continuidad de la transferencia de la fuerza cortante a través de las juntas premoldeadas. Los requisitos de la conexión pretenden promover un sistema completo con transferencias de fuerzas cortantes necesarias.

Las proporciones de refuerzo mínimo para diafragmas corresponden a la cantidad requerida de temperatura y el refuerzo de retracción. Como la separación máxima de los aceros de refuerzos se intenta para controlar el ancho de las fisuras inclinadas.

La fuerza de compresión calculada para las fuerzas mayoradas en un modelo linealmente elástico basado en la sección total del diafragma estructural, es usada como un valor índice para determinar si el refuerzo confinado es requerido. Una fuerza de compresión calculada de $0,2f'_c$ en un miembro es indica que la integridad de la estructura completa depende de la habilidad de ese miembro en resistir una fuerza substancial de compresión bajo un severo ciclo de carga. Por tanto, refuerzo transversal en la Sección **18.4.5** es requerido en dichos miembros para proveer confinamiento para el concreto y el refuerzo longitudinal según la Sección **18.6.1**. Las dimensiones de los diafragmas estructurales típicos frecuentemente excluyen el uso de refuerzo transversal a través de los puntales. Reduciendo la tensión de compresión calculada al reducir a luz del diafragma se considera como una solución.

Los requisitos de resistencia al corte para diafragmas monolíticos, formula **(14-5)**, son iguales a los requeridos para muros o segmentos de muros estructurales.. El término A_{cv} refiere al área del diafragma. El refuerzo cortante debe ser colocado en perpendicular a la luz del diafragma.

Los requisitos de la fuerza cortante para diafragmas de losas nervadas, están basadas en el modelo de corte por fricción y la contribución del concreto a la fuerza de corte teórica no esta incluida en fórmula **(18-8)** para losas nervadas apoyadas sobre los miembros de pisos prefabricados.

En los diafragmas estructurales, los momentos de diseño serán resistidos por completo por las fuerzas en los puntales actuando en lados opuestos del diafragma. El refuerzo ubicado en los bordes de los colectores desarrollará completamente su resistencia cedente. El confinamiento adecuado de los solapes por empalme también es requerido. Cuando el refuerzo del puntal es ubicado dentro del muro, el nodo entre el diafragma y el muro deberá ser provisto con una resistencia de corte adecuada para transferir las fuerzas cortantes.

C-18.7 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

C-18.7.1 Alcance

El objetivo de los requisitos en el Artículo **18-7** es reducir el riesgo de falla por corte en estructuras ubicadas en zona de moderado riesgo sísmico cuando ocurre un terremoto. Los criterios del Nivel de Diseño ND2, conceptualmente son parecidos al Nivel de Diseño ND3, aunque menos exigentes.

Para efecto del diseño por corte, véase la Figura **C-18-7**

C-18.10 MIEMBROS DE PORTICOS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS

Los miembros de una estructura que no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales no necesitan cumplir todos los requisitos de detallado de los miembros con los cuales se cuenta para resistir las fuerzas laterales. Ellos deben, sin embargo, ser capaces de resistir cargas gravitacionales que corresponden a los desplazamientos laterales del Nivel de Diseño de cálculo seleccionado para aplicar el diseño sismorresistente.

El Artículo **18.10** reconoce que los desplazamientos reales que resultan de la aplicación de la acción sísmicas pueden ser más grandes que los desplazamientos calculados usando las fuerzas de diseño y modelos de análisis comúnmente usados. La Sección **18.10.1** prescribe los requisitos de detallar con la intención de para proveer un sistema capaz de sustentar cargas gravitatorias bajo excursiones moderadas al rango inelástico y soportar cargas gravitatorias bajo grandes desplazamientos. La Sección **18.10.2** define un desplazamiento teórico con el propósito de prescribir requisitos detallados.

Los modelos utilizados para determinar los desplazamientos de diseño de edificaciones se escogerán tal que resulten límites conservadores de los valores esperados del diseño sísmico cuando se consideren los sistemas verticales, horizontales, y los diafragmas apropiados.

CAPITULO C-19 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO SIMPLE O NO REFORZADO

C-19.1 ALCANCE

Este Capítulo se incorpora por primera vez en esta Norma. Coincide esencialmente con el documento **ACI 318.1-89 Building Code Requirements for Structural Plain Concrete** revisado en 1992 y el Capítulo 22 del Código **ACI 318-2002, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)**.

Los muros de fundación de viviendas y otras estructuras menores quedan eximidas del cumplimiento de los requerimientos establecidos en la Tabla 4.2.2 de esta Norma, debido a que se tiene una amplia experiencia exitosa de concretos cuyas resistencias a los 28 días varían entre 175 y 210 kgf/cm².

Aún cuando en el Código **ACI 318** se autoriza el empleo de concretos con agregados livianos con ciertas restricciones, la falta de experiencia en nuestro medio sobre este tipo de concretos simples aconsejaron no autorizar su empleo en esta Norma.

No está dentro del alcance de esta Norma el establecimiento de los requisitos para miembros no estructurales de concreto simple como por ejemplo, losas apoyadas directamente en el terreno.

C-19.2 Limitaciones

Dado que la integridad estructural del concreto simple solo depende de las propiedades del concreto, su uso debe limitarse esencialmente a miembros que: (i) se encuentran solicitados a compresión; (ii) pueden tolerar un agrietamiento aleatorio, sin detrimento de su integridad estructural; y (iii) no presupone ductilidad alguna en su diseño.

C-19.2.1 Tipos de miembros

La resistencia a la tracción del concreto puede aprovecharse en el mecanismo resistente de sus miembros. La consideración de las tensiones de tracción debidas a la retracción impedida, fluencia o efectos térmicos, deberán incorporarse en el análisis, a la vez que se adopten técnicas constructivas adecuadas para evitar agrietamiento no controlado, a menos que los efectos esperados de este agrietamiento no conduzcan a fallas en el Estado Límite de Servicio.

Las razones por las cuales no se autoriza el uso del concreto simple en columnas son varias: (a) el agrietamiento aleatorio puede afectar severamente la integridad del miembro; (b) miembros de este tipo no posee ductilidad

alguna. Solo se autoriza en miembros tipo pedestal con alturas no mayores que 3 veces la menor dimensión lateral. Véase el Artículo 19.8.

De acuerdo con el contenido del Artículo 19.6, no hay restricciones de altura en muros de concreto simple. Sin embargo, para construcciones de varios niveles y otras estructuras de cierta importancia, los muros se deben diseñar con arreglo al Capítulo 14 de esta Norma.

C-19.2.2 RESISTENCIA MÍNIMA

Dado que la capacidad portante y seguridad de los miembros de concreto simple depende únicamente de la resistencia y calidad del concreto supuesto como un material homogéneo, se establece una resistencia no menor que $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

C-19.2.3 Estructuras sismorresistentes

El empleo de concreto simple o no reforzado en zonas sísmicas solo se autoriza en forma muy restringida. Esto es debido a las inevitables incertidumbres en la evaluación de las solicitaciones debidas a sismos, las cuales son corrientemente cubiertas por la ductilidad y continuidad que confiere el acero de refuerzo.

C-19.3 JUNTAS

En obras de concreto simple, las juntas son el único medio de controlar las tensiones debidas a fluencia, retracción y efectos de temperatura. Por esta razón, los miembros de concreto no reforzado deben ser suficientemente pequeños. Las juntas pueden ser de construcción o de aislamiento. Para las primeras, una reducción de por lo menos 25% del espesor del miembro se considera suficiente para que sea efectiva.

Las juntas deben ser tales que no se desarrollen tensiones de tracción o de flexión en la sección de la junta después de su agrietamiento. Estas juntas no son necesarias cuando el agrietamiento aleatorio no afecte la integridad de la estructura y sea aceptable, como por ejemplo: agrietamientos transversales en un pedestal continuo de un muro. Para que las juntas se consideren suficientemente efectivas, se requiere una reducción de por lo menos 25% del espesor del miembro.

C-19.4 MÉTODO DE DISEÑO

Los miembros de concreto simple serán analizados y diseñados con los factores de combinación y minoración del Capítulo 9. Cuando la sollicitación mayorada exceda la resistencia teórica minorada, se deberá incrementar el tamaño de la sección o la resistencia del concreto, o ambos; si fuese necesario, el miembro será reforzado con arreglo a la Norma tal como se indica en la Sección 19.4.4. El Ingeniero Estructural no debe perder de vista que, si bien los incrementos de sección reducen las tensiones por sobrecargas, pueden incrementarse aquellas debidas a fluencia, retracción y temperatura.

C-19.4.2 Resistencia a tracción

La resistencia a la tracción puede tomarse en consideración para soportar las tensiones debidas a fluencia, retracción o temperatura, cuando estas se hayan limitado aplicando técnicas constructivas que eviten el agrietamiento no controlado o, si puede anticiparse que el agrietamiento no controlado debido a tales restricciones, no da lugar a fallas estructurales.

C-19.4.3 Resistencia a la flexión y a la fuerza axial

La tracción por flexión puede considerarse en el diseño de miembros de concreto simple, siempre y cuando no se excedan las tensiones permisibles y se dispongan juntas de construcción o dilatación para liberar las tracciones debidas a fluencia, retracción y temperatura.

La reducción en el espesor total, h , de concreto vaciado sobre el terreno, tiene por finalidad tomar en consideración irregularidades en la excavación, así como la posible contaminación de concreto adyacente al suelo.

C-19.5 DISEÑO EN ESTADOS LÍMITES DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

C-19.5.2 Resistencia teórica a la compresión

La fórmula (19.5) refleja las condiciones generales que se presentan en miembros estructurales de concreto simple. El factor de longitud efectiva que modifica L_c , ha sido omitido en la fórmula, pues de este modo resulta conservador para el caso de muros con apoyos supuestos articulados que lo arriostan contra traslaciones laterales. Véase la Sección 19.6.3.

C-19.5.3 Resistencia teórica a la flexotracción

Los miembros estructurales de concreto simple solicitados al efecto combinado de flexión y compresión axial son diseñados de modo tal que en su cara comprimida se cumpla la fórmula siguiente:

$$\frac{N_u}{0.6 \phi f'_c \left\{ 1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right\} A_1} + \frac{M_u}{0.85 \phi f'_c S_e} \leq 1 \quad (\text{C-19-6a})$$

y en la cara traccionada se cumpla:

$$(\text{Tensión por flexión}) - (\text{Tensión por compresión}) \leq \phi 1,33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{C-19-6b})$$

C-19.5.4 Resistencia teórica a la fuerza cortante

Normalmente, el dimensionamiento de miembros de concreto simple es controlado por la resistencia a la tracción más que por la resistencia al corte. No obstante se retiene su verificación, aún cuando por simple inspección, un Ingeniero Estructural experimentado puede identificar en que casos el corte no es crítico.

Las hipótesis del análisis suponen secciones no agrietadas. Una falla por corte es una falla por tracción diagonal, la cual se alcanza cuando la tensión principal de tracción alcance la resistencia a la tracción del concreto. Puesto que una fracción dominante de la tensión principal de tracción es generada por el corte, la protección contra esa falla frágil se logra limitando el corte permisible calculado como en una sección de material homogéneo:

$$v = VQ / (I b)$$

donde v y V son la tensión y la fuerza de corte, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área fuera de la sección considerada respecto del eje del centro de gravedad de la sección total; I es el momento de inercia de la sección total, y; b es el ancho en el cual la tensión cortante está siendo calculada.

C-19.6 MUROS

Los muros de concreto simple pueden ser empleados en obras pequeñas localizadas en áreas no sísmicas o de bajo peligro sísmico. Aún cuando no se establecen limitaciones de altura en los muros, se debe tomar la precaución de no extrapolar su uso a obras de mayores dimensiones porque los posibles asentamientos diferenciales, los sismos, el viento u otras acciones no previstas, pueden requerir una cierta capacidad de mantener su integridad cuando están agrietadas, lo cual se logra con ductilidad. Es por ello que en estos casos se recomienda aplicar el Capítulo 14.

Por tanto, esta Norma no cubre los casos en los cuales no se dispongan apoyos que impidan los desplazamientos laterales de los muros. Cuando se dé esta situación, el muro deberá reforzarse.

Cuando la resultante de todas las cargas axiales de compresión mayoradas queda localizada dentro del tercio central de la sección total del muro de concreto simple, de sección rectangular sólida, se cumplirá con la siguiente condición:

$$\phi N_{nw} \geq N_u \quad (\text{C-19.6-1})$$

donde N_u es la fuerza axial mayorada y N_{nw} es la resistencia teórica a carga axial, calculada según:

$$N_{nw} = 0,45 f'_c A \left[1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (\text{C-19.6-2})$$

Este es el denominado método de diseño empírico, válido siempre que la excentricidad no exceda **H/6**. La fórmula anterior refleja el rango de condiciones arriostradas y restricciones de extremos propias del diseño de muros.

C-19.6.3 Arriostramiento

Para el empleo del concreto simple, los muros deben estar apoyados lateralmente de modo que no puedan ocurrir desplazamientos laterales en el tope ni en la base de elementos individuales del muro. En caso contrario, el muro deberá reforzarse y ser diseñado con arreglo al Capítulo 14.

C-19.7 ZAPATAS

C-19.7.3 Espesor Mínimo

Más que por su resistencia al corte, las geometrías usuales en las zapatas de concreto simple conducen a proporciones donde el espesor está controlado por la resistencia a la flexión (tensión en la fibra extrema por tracción, no mayor que $\phi 1,33 \sqrt{f'_c}$). Para zapatas vaciadas contra el terreno natural, el espesor total *h* empleado para los cálculos de resistencia podrá reducirse en 5 cm. Véase la Sección 19.4.3.

C-19.8 PEDESTALES

Las limitaciones geométricas para pedestales de concreto simple no aplican para partes de pedestales enterrados en terrenos que estén en capacidad de suministrar restricciones laterales.

C – ANEXO A MÉTODO DE LAS BIELAS

C-A.1 ALCANCE

Aunque el Método de las bielas ha sido utilizado durante muchos años en Europa [FIP, 1996], ha sido incluido en las Normas Canadienses de Concreto [CSA, 1994] y desde 1994 en las Normas Norteamericanas para Puentes [AASHTO, 1998], los procedimientos y recomendaciones para su uso fueron establecidos por el Comité ACI 445 [ACI-ASCE, 1998] y finalmente incorporados en el Código **ACI 318-02.**, tal como se presentan en este Apéndice.

C-A.2 MODELO ESTRUCTURAL

Véase en el capítulo 2 las principales definiciones del método de las bielas: nodo, zona nodal, regiones b y d. Para un tratamiento más detallado del método, véanse las referencias del presente apéndice, en particular [Reineck, K.H, 2002; Fanella And Rabat, 2002; Wight y Parra Montesinos, 2003].

En la figura **C-A.2** se presentan ejemplos de discontinuidades geométricas y de cargas, que se modelan como regiones d. El diseño de las regiones d incluye las siguientes etapas:

1. Identificación y definición de cada región d.
2. Cálculo de las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región d.
3. Seleccionar el modelo de celosía para transferir las fuerzas resultantes a través de la región d. Los ejes de los miembros o bielas a compresión y tracción se seleccionaran de manera tal que su orientación coincida aproximadamente con los ejes de los campos de tracción y compresión. Se calculan las fuerzas de compresión y tracción.
4. Determinación de los anchos de las bielas comprimidas y de las zonas nodales a partir de las fuerzas obtenidas en el paso 3 y según las resistencias establecidas en A.3 a A.5. El acero de refuerzo se deberá anclar en las zonas nodales. En la figura C-A.3 se indica la clasificación de los nodos en función de las fuerzas concurrentes.

C- ANEXO B PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

C- B.1 ALCANCE

Los factores de mayoración de este Apéndice corresponden a los del Código **ACI 318** anteriores a la edición 2002, pero los factores de minoración se han adecuado a la nueva clasificación de las secciones tal como se ha indicado en el Capítulo **C-9**.

Respecto a la Norma Venezolana **1753-85**, se han actualizado las acciones sísmicas **S** y de viento **W**.

En general el Capítulo **C-9** es aplicable a este Apéndice, excepto que la Figura **C-9.4** se sustituye por la Figura **C-B.3**.

C- B.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO

En la edición 2002 y en la presente Norma, tal como se indica en la Figura **C-B.3**, el factor de minoración se determinará del diagrama de tensiones de la sección transversal correspondiente a su resistencia teórica.; véase el Capítulo **C-10**. Los valores del factor de minoración reflejan la menor ductilidad de las secciones comprimidas con relación a las secciones traccionadas, igualmente se reconoce que las secciones confinadas por medio de zunchos son más dúctiles que las confinadas con ligaduras. En la Figura **C-B.3** se indica también el valor de ϕ en función de la razón c/d_t obtenida del diagrama de tensiones para la resistencia teórica, donde c representa la profundidad del eje neutro y d_t la distancia entre las fibras extremas comprimidas y traccionadas y coincide con d , altura útil.

C- ANEXO D ANCLAJES EN EL CONCRETO

C- D.1 ALCANCE

La amplia variedad de formas y configuraciones de los anclajes en el concreto dificulta la generalización de los ensayos y las fórmulas de proyecto, por lo que se recomiendan las siguientes referencias para un tratamiento más detallado [Fanella y Rabat, 2002; Ceb, 1997; Pci, 1999]. En la figura **c-d1** se muestran los tipos de anclajes contemplados en este apéndice.

Véase en el Capítulo **2** las siguientes definiciones usadas en el proyecto de anclajes al concreto: anclaje, conjunto de anclajes, distancia al borde, elemento dúctil de acero, elemento frágil de acero, perno expansivo, profundidad efectiva del anclaje,

C- D.2 REQUISITOS GENERALES

C – D.2.1 Criterio de seguridad estructural

En la Figura **C- D2** se muestran los mecanismos de falla que condicionan la resistencia de los anclajes embebidos en el concreto.

C- D.3 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

C- D.3.1.3 Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes

En la Figura **C-D.3.1.3 (a)** se muestra el área A_{No} y la deducción de la fórmula **(D-9)**. En la Figura **C-D.3.1.3.(b)** ejemplos del área proyectada en función de la disposición de los anclajes. Los efectos de un conjunto de anclajes traccionados, la separación entre ellos, y la distancia a los bordes. Como A_N es el área total proyectada del grupo de anclajes, y A_{No} es el área de un anclaje individual, no es necesario incluir n , el número de anclajes en las fórmulas **(D-7)** o **(D-8)**. Cuando el conjunto de anclajes están dispuestos de tal manera que sus áreas proyectadas se solapan, el valor de A_N requerido se reducirá en consecuencia [Farrow y Klingner, 1995].

En la Figura **C-D.3.1.3(c) y (d)** se define la dimensión del término e_N empleado en la fórmula **(D-12)**.

C- D.3.2 Diseño por corte

C- D.3.2.2 Resistencia teórica a la fractura del concreto por fuerza cortante en los anclajes

En la Figura C-D.3.2(a) se muestra el cálculo del área proyectada A_{vo} y la deducción del valor $A_{vo} = 4,5 c_1^2$. En la Figura C-D.3.2(b) se indica el cálculo del área A_v para varias configuraciones de anclajes.

C-ANEXO E TANQUES Y RECIPIENTES ESTANCOS DE CONCRETO

C-E.1 ALCANCE

En el caso de estructuras propias de la Ingeniería Ambiental y Sanitaria, los requerimientos de esta Norma pudieran ser insuficientes, especialmente en lo que corresponde a ambientes agresivos (Artículo 4.5 de esta Norma). Alternativamente, el usuario de esta Norma podrá adoptar las normas específicas del Comité **ACI 350**.

Las solicitaciones sísmicas se tratan en la Sección E.3.1 de esta Norma y su Comentario, y pueden complementarse con la **Especificación PDVSA FJ-251-1999 Diseño Sísmico de Tanques Metálicos**.

Este Capítulo establece métodos de diseño y construcción que permitan alcanzar una seguridad y durabilidad adecuada a las solicitaciones propias de las condiciones de servicio y a las acciones externas establecidas en las Normas Venezolanas, con especial cuidado en la prevención de fuga de líquidos, resistencia al eventual ataque de elementos químicos de los productos almacenados.

C-E.2 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

C-E.2.1 Información geotécnica

La buena calidad de la información geotécnica es fundamental para la fundación de los tanques y evitar así asentamientos diferenciales que puedan generar fisuración en las paredes del tanque.

En particular, en el proyecto estructural esta Norma requiere la verificación de los efectos debidos a las presiones del agua freática, así como los eventuales efectos en las subpresiones para el caso de suelos susceptibles a sufrir licuefacción (véase la Subsección E.3.1.1).

C-E.2.2 Durabilidad y permeabilidad del concreto

La capacidad de la estructura para retener líquidos se puede garantizar, dentro de límites razonables, cuando se respeten las siguientes recomendaciones constructivas:

- (a) La mezcla de concreto utilizada esta adecuadamente dosificada y el concreto se consolida sin segregación; en particular, la relación agua/cemento debe mantenerse lo mas baja posible (véase el Capítulo 4 y el Artículo 5.3);
- (b) Se limita el ancho de la fisura en la cara de concreto en contacto con el agua, usando los métodos especificados en el Capítulo 10. Además se debe cumplir estrictamente con los recubrimientos indicados en la Tabla C-E.2.6;
- (c) Se disponen juntas de construcción y de expansión, con separaciones y diseños adecuados;
- (d) Se utilizan elementos de juntas y empalmes adecuados para evitar las fugas, y;
- (e) El refuerzo, en las cantidades apropiadas, se dispone y coloca adecuadamente.

La utilización de incorporadores de aire en el concreto fresco reduce la segregación del concreto y aumenta la trabajabilidad, mejorando la impermeabilidad del mismo. Las dosificaciones de los incorporadores de aire deben ser verificadas cuidadosamente por vía experimental para evitar descensos en la resistencia del concreto. El porcentaje de aire incorporado, en caso de utilizarse, no debe ser menor del 4% para lograr los efectos deseados, ni debe exceder un 6% para no penalizar excesivamente la resistencia.

C-E.2.4 Espesores mínimos de muros y losas

El espesor mínimo de los muros y losas esta controlado por el recubrimiento mínimo requerido para el refuerzo y por las consideraciones de resistencia e impermeabilidad. Para que no resulten espesores muy grandes se pueden usar paredes con contrafuertes o espolones, con una separación igual o menor a 6 m. Esta pared intermedia puede servir para formar una cámara auxiliar que facilite las futuras actividades de limpieza y mantenimiento del tanque.

C-E.2.6.2 Acero por retracción y temperatura Es inevitable que ocurra la retracción de fraguado; no obstante, se deben tomar todas las precauciones para minimizarla por medio de relaciones agua-cemento apropiadas, suficiente refuerzo para retracción, disposición de juntas adecuadas y el curado de concreto. Véase la Sección E.2.5.

La cuantía de refuerzo por retracción y variación de temperatura, calculada sobre el área bruta de la sección, es función de la separación entre juntas de disipación de retracción en la dirección de refuerzo, por lo que se recomienda una cuantía de 0,0018 parece bastante razonable y práctica.

C-E.2.6.3 Recubrimiento

Los recubrimientos que se dan en la Sección 7.2.4 se consideran valores mínimos. Recubrimientos muy gruesos en miembros a flexión pueden propiciar la formación de grietas. La práctica recomienda adoptar valores análogos a los de las zapatas y muros de contención, de 5 cm de recubrimiento en el fondo y de 7,5 cm en las paredes laterales

C-E.2.5 Retracción por fraguado

El refuerzo por retracción y temperatura consistirá de barras con resaltes, al menos N° 3 ó 10 M para muros y losas de 20 cm de espesor y N° 4 ó 12 M para muros y losas de más de 20 cm de espesor. La separación máxima del refuerzo es de 30 cm centro a centro en cada cara.

C-E.3 PROYECTO ESTRUCTURAL

C-E.3.1 Acciones y solicitaciones

Para la determinación de las solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas en tanques de planta cilíndrica o prismática, se autoriza el empleo del Código **ACI 350.3-01 Seismic Design of Liquid -Containing Concrete Structures** y su Comentario. La metodología de ese Código conduce a solicitaciones admisibles y deberá ser reconciliada con los criterios de diseño de la presente Norma. No obstante, al usar un análisis de superposición modal similar al de la norma Venezolana **3623:2001 (Especificación PDVSA FJ-251-1999)**, para el diseño sismorresistente de tanques metálicos de pared delgada, de planta circular destinados al almacenamiento de productos líquidos, se podrán emplear las acciones sísmicas especificadas en este último documento, siempre que no sean inferiores a las acciones especificadas en la Norma Venezolana **1756** vigente, para los factores de uso seleccionados.

C-E.3.1.1 Nivel freático y subpresión

Cuando el estudio geotécnico demuestre que el subsuelo es potencialmente licuable, en el cálculo de las subpresiones se adoptará la densidad del subsuelo en su condición de licuado.

Deben tomarse precauciones para evitar la falla del tanque por efectos de flotación, disponiendo lastres adecuados. Igualmente, y de no contar con un drenaje adecuado, se considerará el efecto que eventuales fugas puedan tener en la evaluación del nivel freático.

C-E.3.4 Tensiones admisibles

Cuando se utilice el método de las tensiones admisibles para el diseño en flexión, deben seguirse los principios del Anexo A y las combinaciones de carga establecidas en el Artículo 9.6 de esta Norma.

Las tensiones admisibles para el diseño de concreto en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados a continuación:

Fibra extrema en compresión0,45 f'_c

Fibra extrema en tracción en zapatas y muros de concreto simple... $0,13 f'_c$

Tensiones de contacto sobre el área total $0,250 f'_c$

Tensiones de contacto sobre un tercio del área, o menos..... $0,375 f'_c$

Las tensiones admisibles permitidas para el acero en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados en la Tabla C-E.3.4.

TABLA C-E.3.4
TENSIONES ADMISIBLES EN EL ACERO DE REFUERZO

DIÁMETRO DE LAS BARRAS	TENSIONES MÁXIMAS ADMISIBLES (kgf/cm ²)	
	$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$	$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Elementos en tracción directa (barra de todos los diámetros)	1000	1400
Nº 3 a Nº 5 10 m a 18m	1400	1900
Nº 6 a Nº 8 20 m a 25m	1400	1550
Nº 9 a Nº 11 32m	1400	1480

C-E.4 JUNTAS

La selección del tipo de junta tiene por objetivo compensar estos cambios volumétricos y de geometrías causados por la retracción de fraguado, la fluencia, las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad, así como los eventuales asentamientos diferenciales. La junta paredes-fondo afecta la clasificación y comportamiento sismorresistente de los tanques [ACI 350.3-01; ASCE, 2003].

C-E.4.1 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación o expansión se utilizan para permitir la expansión y contracción del concreto durante el periodo de curado y durante el tiempo de servicio de la estructura para permitir cambios dimensionales debidos a las cargas y a los asentamientos diferenciales de la estructura, así como cambios volumétricos debidos a variación de la temperatura. Las juntas de expansión pueden cumplir además, la función de juntas de contracción y de construcción.

En el diseño de las juntas que están sobre el terreno, debe tenerse especial cuidado con el efecto de la restricción que ejerce el suelo.

Tanto el relleno como las barreras (Sección E.4.2) deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que puedan ocurrir en la junta.

C-E.4.3 Rellenos

Los rellenos preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de un lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión.

C-E.4.5 Juntas de construcción

Las juntas de construcción no pueden considerarse como juntas de expansión, a menos que se diseñen siguiendo los requisitos de la Sección E.4.1.

Alternativamente se podrán hacer juntas continuas y mediacañas. En esta solución, se prolonga la losa de fondo unos 20 cm más allá del muro exterior, para permitir apoyar el encofrado, y la junta de vaciado se hace 10 cm por encima de la losa de fondo, permitiendo el paso del acero continuo.

C- E.5 CONSTRUCCIÓN

El concreto asegurará las siguientes cualidades:

- a.- El agrietamiento y fisuración estarán debidamente controlados para impedir el flujo de eventuales líquidos desde el interior hacia el exterior del recipiente;
- b.- Sea lo suficientemente denso e impermeable para impedir la contaminación de los líquidos contenidos o que estos contaminen áreas externas;
- c.- Tenga una resistencia adecuada contra los elementos químicos del contenido;
- d.- Tenga superficies poco rugosas que minimicen la resistencia al flujo y faciliten su funcionamiento.

En este tipo de estructuras, debe tenerse especial cuidado con el fin de evitar la corrosión del refuerzo, para lo cual es imperativo lograr concretos lo más impermeables posible.

C-E.5.3 Encofrados

El tratamiento la superficie del concreto contribuye a la impermeabilidad cuando se utilizan acabados con encofrados lo mas lisos posibles. Dicha impermeabilidad también aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones agua/cemento lo mas bajas posibles.

C-ANEXO F PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO

C- F.1 ALCANCE

Los pavimentos se conceptúan como estructuras, constituidas por losas de concreto continuamente apoyadas sobre la capa de apoyo subyacente, donde las cargas y esfuerzos que estas producen se derivan exclusivamente del uso normal.

Cuando deban considerarse cargas por efecto de elementos estructurales vinculados y que pudieran encontrarse sometidas a acción de sismo, viento, etc., no son aplicables los criterios de este Anexo.

C- F.2 REQUISITOS GENERALES

C- F.2.1 Resistencia de diseño del concreto (f'_r)

No se permite el uso del valor de resistencia a compresión del concreto (f'_c) para efectos del diseño de pavimentos. Las especificaciones del proyecto deben hacer mención específica al valor contemplado para el módulo de rotura a flexión del concreto.

Se admite el uso de correlaciones donde se tome como base el valor de la resistencia a compresión exclusivamente para control de calidad en campo. La fórmula a aplicar para la correlación será de la forma:

$$f'_r = C_c \cdot \sqrt{f'_c}$$

El valor de C_c varía para concretos de peso normal entre 2,12 y 2,65, y depende fundamentalmente del agregado grueso y del tipo de cemento empleado en la elaboración del concreto. Cuando no existan valores directos que permitan establecer la correlación, se aplicará inicialmente un valor $C_c = 2,0$

El productor de concreto deberá certificar el valor de C_c y el Ingeniero Inspector se encuentra en libertad de verificarlo y modificarlo según los resultados que obtenga en pruebas sobre vigas y cilindros hechos con los mismos materiales empleados en la producción, todo lo anterior se encuentra en conformidad con lo establecido en las normas Venezolanas 633 y Venezolana 1796.

C- F.2.2 Agregados

No se permite el uso de agregados livianos en la elaboración de mezclas para pavimentos.

C- F.3 MÓDULO DE REACCIÓN EFECTIVO DEL APOYO

La estructura de pavimento se denomina de apoyo directo cuando las losas de concreto descansan directamente sobre la superficie del terreno natural previamente conformado y compactado. Cuando la estructura de apoyo esté constituida por una o más capas de diferentes materiales, intercaladas entre las losas y el terreno natural la estructura se denomina como de apoyo compuesto.

A efectos del diseño el terreno natural se asume como homogéneo e isotrópico en un espesor mínimo de 3 metros, contado este desde la cara superior donde se apoyará el pavimento o las capas de apoyo intercaladas. Las eventuales capas de apoyo intercaladas se asumen dentro del diseño como igualmente homogéneas y uniformes en cuanto a su composición en todo su espesor.

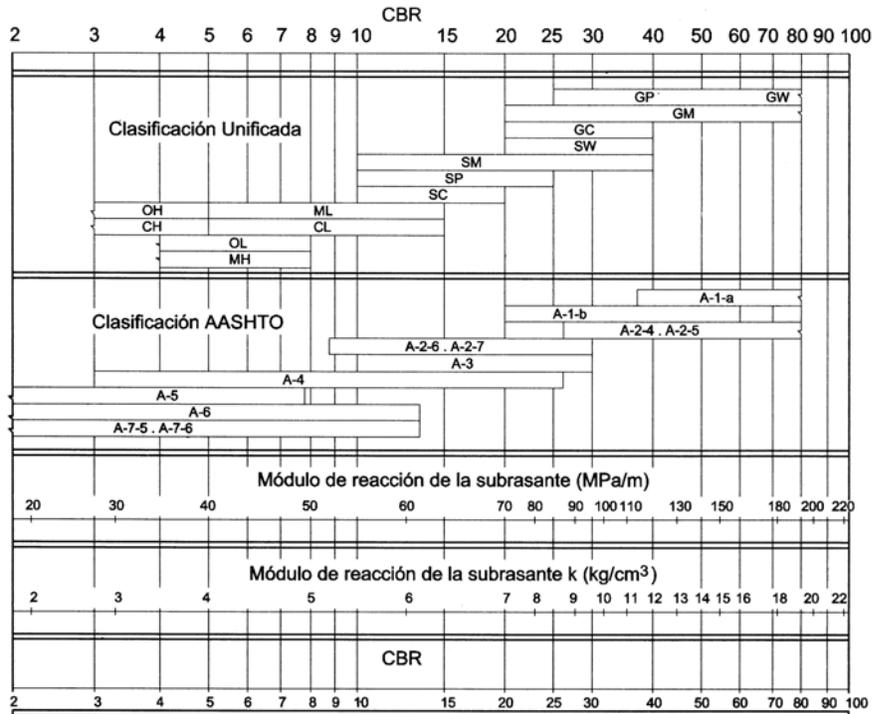
Cuando existan variaciones en la estructura de apoyo suficientes como para inducir cambios superiores a 5% en el valor del módulo de reacción y en todo caso cuando existan elementos rígidos intercalados, se pueden producir deflexiones diferenciales que generan fisuras en las losas, por lo cual deberá proveerse el acero de refuerzo secundario necesario para tomar los esfuerzos de manera a mantener estas fisuras cerradas para garantizar la durabilidad y la transferencia de carga en los paños.

En general la determinación del módulo de reacción para la estructura de soporte no resulta crítica en cuanto a su exactitud ya que se ha demostrado que amplias variaciones del módulo no se reflejan en diferencia de espesor significativas a efectos del diseño. Sin embargo resulta crítico a nivel constructivo garantizar la uniformidad del valor de soporte para evitar deflexiones diferenciales y eventuales grietas o fisuras no previstas.

C- F.3.1.1 Módulo de reacción del terreno natural (k_s)

Aún cuando es deseable contar con un dato exacto, debido a las características de los pavimentos rígidos se puede emplear métodos aproximados sin incurrir en errores que afecten la durabilidad de la estructura de pavimento.

Para fijar la Relación de Soporte de California (CBR) se puede recurrir a un análisis que permita clasificar el suelo según el Sistema Unificado o AASHTO y luego aplicar la Gráfica C-1.



Gráfica C-1 Correlación del valor de CBR con el tipo de suelo

C- F.3.1.2 Efecto combinado (k_{eff})

Para el caso de pavimentos con apoyo compuesto, el valor de k_{eff} se establece combinando el valor de soporte del terreno y el de las capas de apoyo existentes entre este y la cara inferior de la losa de concreto.

La caracterización del módulo elástico del o los materiales que componen las capas de la estructura se puede efectuar de manera exacta mediante la ejecución de ensayos directos sobre el material aplicando el método AASHTO T-274. Sin embargo, y por las mismas razones previstas en el Comentario C- F.3.1.1, resulta adecuado el uso de procedimientos simplificados mediante ensayos de clasificación del suelo para aplicar el Gráfico C-1 y fijar la relación de soporte de California (CBR), mediante el procedimiento descrito en la sección F.3.2(c) obtener el valor soporte estimado (k_e) y llevar este valor a E_E mediante la fórmula $E_E = k_e \times 49.28$.

El procedimiento para evaluar el valor de k_{eff} combinado se realiza aplicando el Gráfico C-2

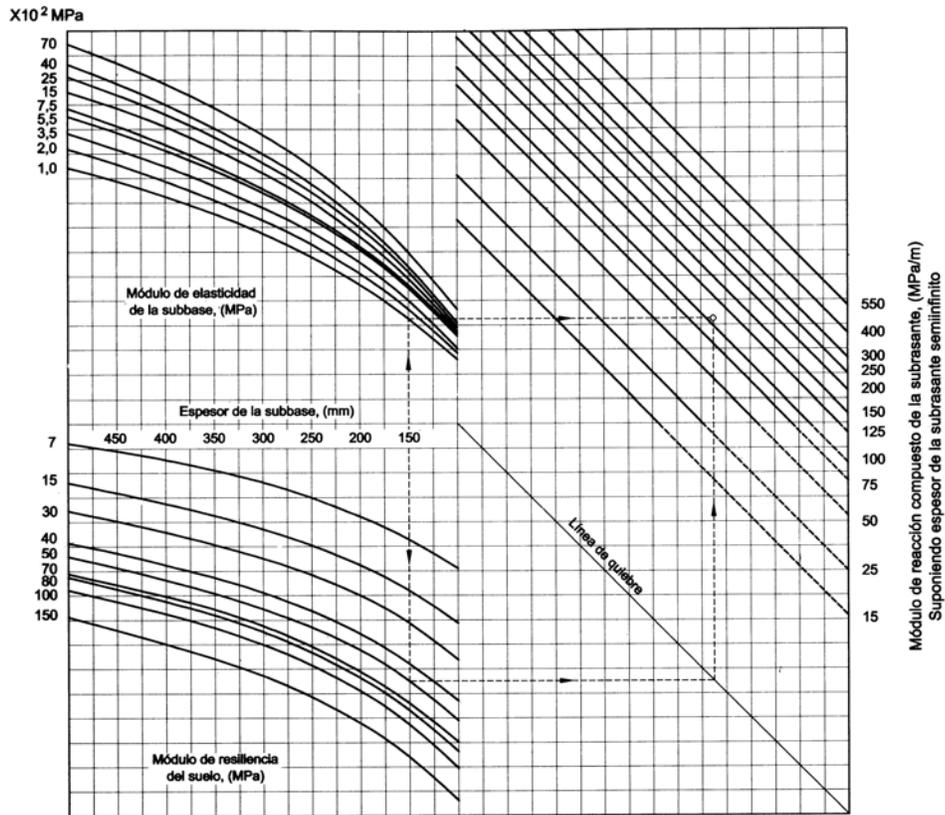


Gráfico C-2 Cálculo del Valor Soporte combinado

En caso de que exista más de una capa sobre el suelo natural se realizará el procedimiento de manera iterativa, partiendo de la capa directamente apoyada sobre el terreno, convirtiendo el resultado obtenido de la combinación de esta capa con el terreno natural en el valor para el nuevo terreno de apoyo, y así sucesivamente hasta llegar a la superficie final.

C- F.4 INDICACIONES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

C- F.4.1 Período de diseño

Es factible establecer períodos de diseño diferentes a 20 años. Sin embargo, la experiencia muestra que a efectos económicos es deseable no considerar períodos de diseño menores.

C- F.4.2 Pavimentos para vías de tránsito vehicular convencional

El espesor de losa en pavimentos para vías de tránsito convencional según lo presentado en este Apéndice se establece siguiendo los lineamientos establecidos por la PCA (Portland Cement Association) de manera que la estructura cuente con suficiente capacidad para resistir las cargas impuestas durante el período de diseño tanto por fatiga como por erosión.

C- F.4.2.1 Cargas de tránsito

Cuando la distribución de ejes no se corresponda, y/o las cargas por eje para los vehículos sean superiores a las contempladas dentro de los máximos previstos en la normativa Venezolana, se debe tratar el pavimento como de tipo industrial.

El procedimiento de diseño es sensible a variaciones en las cargas de tránsito por lo cual se debe ser riguroso en la determinación de los grupos de carga que debe resistir el pavimento. Se entiende como grupo de carga la combinación de tipo de eje con la carga en el eje.

Los ejes para tránsito convencional pueden ser de tipo sencillo o dual, siendo sencillos cuando existan solamente 2 ruedas en el eje y dual cuando existen 4 ruedas. Las configuraciones de ejes están contempladas en la norma Venezolana 614.

C- F.4.2.2 Factor de mayoración (FM)

La aplicación de los factores de mayoración se realiza mayormente en base al criterio que asuma el proyectista, ya que normalmente no es factible predecir con exactitud el nivel de tránsito de la vía. Los valores que se muestran son una guía general, acorde con lo establecido por la PCA.

Se clasifican como vehículos pesados aquellos que cuenten con un peso vehicular en vacío superior a los 1500 kgs y más de 6 cauchos. Los conteos y porcentajes a que se hace referencia al asignar los factores de mayoración de cargas corresponden a los vehículos previstos en el canal de diseño.

C- F.4.2.4 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga en pavimentos convencionales hace referencia exclusivamente a la condición de juntas perpendiculares al sentido del tránsito y entre losas adyacentes.

La transferencia de cargas por trabazón de agregados se produce cuando el corte de la junta no se hace a profundidad completa. Resulta siempre recomendable realizar el corte con la menor profundidad posible para mantener una transferencia

C- F.4.2.5 Condición de borde de losa

Un borde de losa se encontrará protegido cuando se cuente con hombrillo pavimentado, siempre que el hombrillo tenga más de 1 m de ancho. Igualmente se considerará que el borde está protegido cuando existan otros mecanismos que hagan improbable que las aguas provenientes de la escorrentía superficial puedan ingresar hasta las capas de apoyo bajo las losas.

C- F.4.2.7 Dimensionado de Pavimentos de concreto simples

C- F.4.2.7.2 Espesor de losa – bordes aumentados

Se debe proveer un borde aumentado o engrosado en los paños de aproximación y despegue, y en donde exista una transición hacia estructuras con diferente rigidez. En general en estas transiciones no se contempla el uso de transmisores de corte, asumiéndose que al engrosar el paño se reducen los esfuerzos suficientemente. Un detalle típico del tratamiento se muestra en la Fig.C- F.4.2.7.2

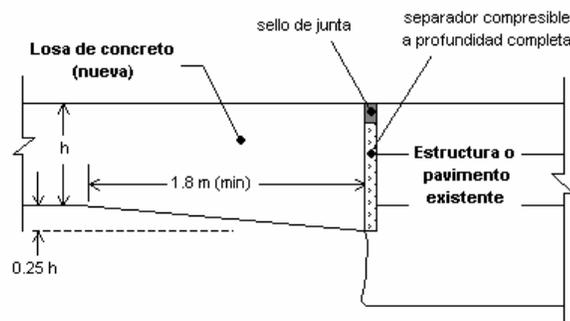


Figura C- F.4.2.7.2 Detalle típico – borde aumentado

C- F.4.2.7.3 Juntas

La distribución de juntas típicas para un pavimento destinado a tránsito convencional se muestra en la Fig. C- F.4.2.7.3 a y b.

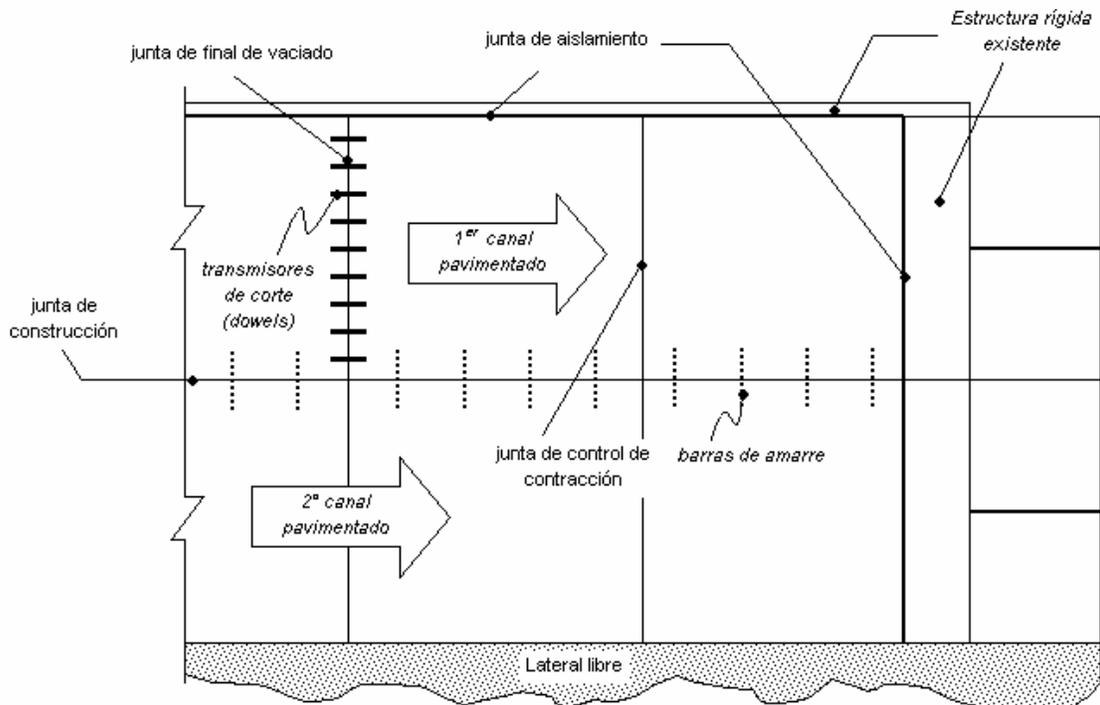


Figura C- F4.2.7.3a Detalle típico – Distribución de juntas en pavimento

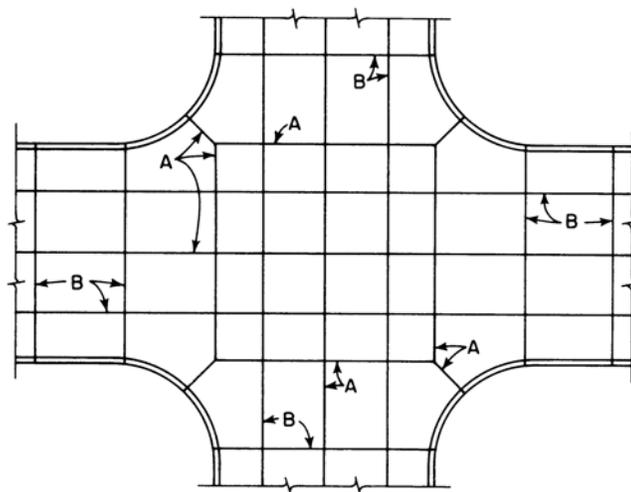


Figura C- F4.2.7.3b Detalle típico – Distribución de juntas en intersecciones

C- F.4.2.7.3.2 Juntas longitudinales – confinamiento lateral

El confinamiento lateral se conceptúa como la existencia de elementos que impidan que la o las juntas longitudinales existentes en el pavimento puedan abrirse. Se considera que un pavimento está confinado cuando se le dota de un brocal (simple o combinado con cuneta) apoyado contra el terreno u otro elemento similar que limite efectivamente las posibilidades de desplazamiento del paño de concreto. Los pavimentos que no cuenten con estos elementos deberán dotarse de barras de amarre según lo descrito en el aparte F.4.2.7.3.2.

C- F.4.2.7.3.4 Ángulos entre juntas

Debe distribuirse las juntas en forma que los ángulos con los que se interceptan sean siempre mayores de 75°, y preferiblemente de 90° o más. Un ejemplo de esta distribución se tiene en la Fig. C- F.4.2.7.3.4

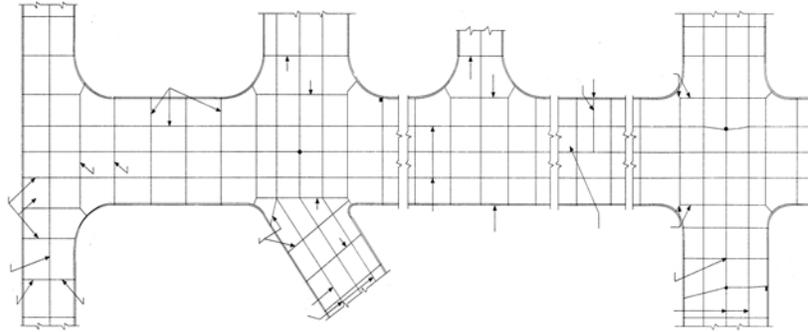


Figura C- F.4.2.7.3.4 Ejemplos para distribución de juntas en pavimentos simples

C- F.4.2.7.3.5 Cuando resulte imposible ubicar todas las juntas en forma tal que los ángulos que forman sean de 75° o más, deberá proveerse acero de refuerzo en los paños donde esta situación se presente para evitar que las eventuales fisuras que se producirán se abran. El cálculo del acero se realiza según lo indicado en (F-39). La Fig. C- F.4.2.7.3.5 muestra este tratamiento, así como la ubicación de los transmisores de corte (dowels) en caso que estos se contemplen en el diseño.

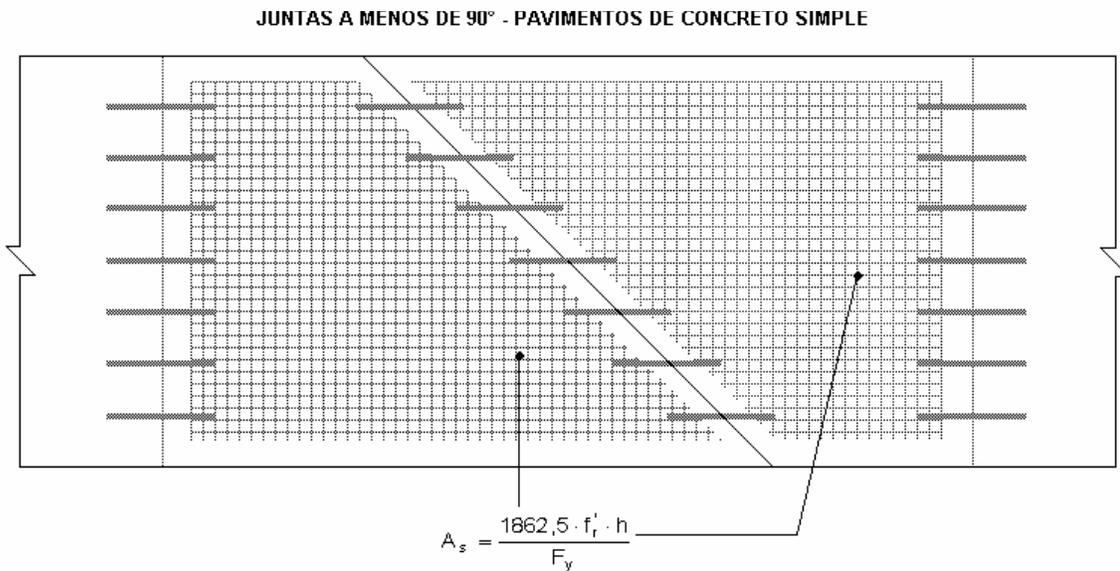


Figura C- F.4.2.7.3.5

Los valores para h y L deben introducirse en la fórmula en metros. F_y y f'_r , en kg/cm^2

C- F.4.2.8 Dimensionado de pavimentos de concreto con refuerzo

La Fig. C- F.4.2.8a muestra un esquema típico para pavimentos con juntas y acero de refuerzo, mientras que la Fig. C- F.4.2.8b muestra el esquema para pavimentos continuamente reforzados

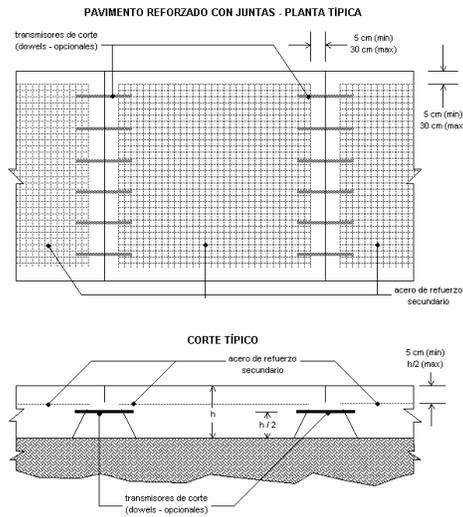


Figura C- F.4.2.8a

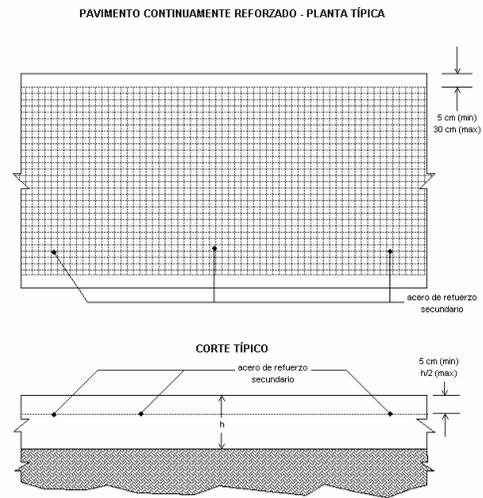


Figura C- F.4.2.8b

C- F.4.2.8.1 Pavimentos con juntas y acero de refuerzo

C- F.4.2.8.1.8 Ángulos entre juntas

Se debe seguir las mismas recomendaciones que en pavimentos de concreto simples. La Fig. C- F.4.2.8.1.8 muestra este tratamiento, así como la ubicación de los transmisores de corte (dowels) en caso que estos se contemplen en el diseño.

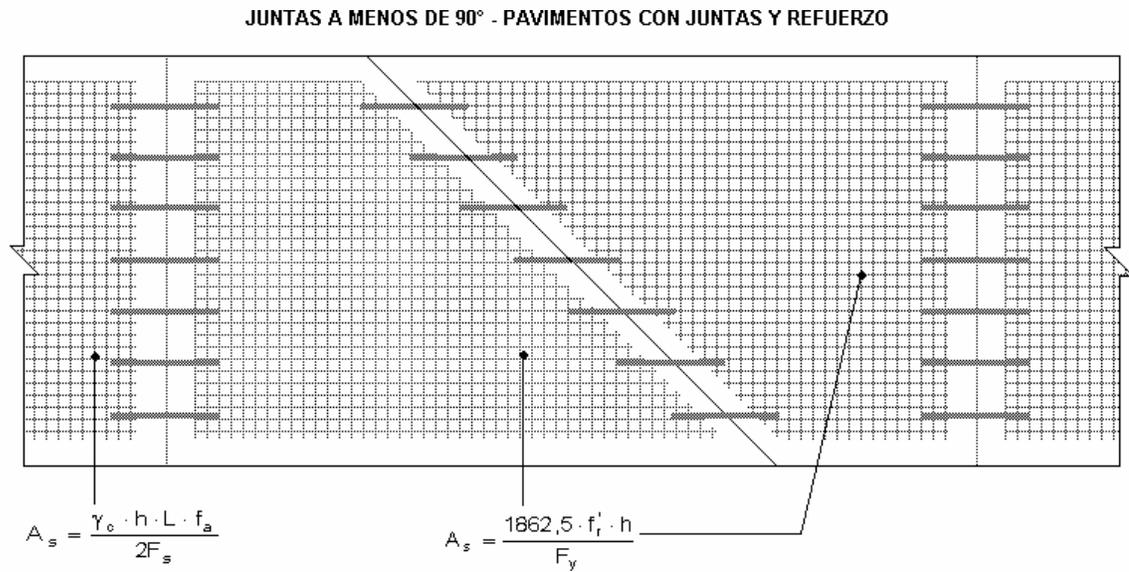


Figura C- F.4.2.8.1.8

C- F.4.3 Pavimentos para áreas industriales

C- F.4.3.1 Definición

Se define como pavimentos de concreto para áreas industriales aquellos sobre los cuales actúan cargas de tránsito no convencionales y/o soportan cargas estáticas verticales provenientes del almacenaje de productos o materias primas, o por apoyo simple de elementos como estanterías, anaqueles, etc.

C- F.4.3.2 Requisitos Generales

C- F.4.3.2.1 Resistencia de diseño del concreto (f'_r)

El valor mínimo de la resistencia de diseño será de 40 kg/cm^2 a la edad de 28 días.

C- F.4.3.2.2 Agregados

En pisos industriales el desgaste es mucho más severo que en los pavimentos convencionales, por lo que se exige agregados de mayor dureza a fin de evitar una pérdida acelerada de la textura o acabado superficial. El límite para el agregado grueso de de 35% de desgaste en el ensayo de Los Ángeles.

C- F.4.3.3.2.3 Área de contacto (A_c)

Las fórmulas asumen áreas de contacto circulares. Para el caso de un eje sencillo, se derivan rápidamente los valores que intervienen en el modelo tomando la fórmula (F-47):

$$A_c = \frac{Q_{\text{eje}}}{2 \cdot P_c} = \pi \cdot (0.3 \cdot L) + (0.4 \cdot L) \cdot (0.6 \cdot L) = 0.5227 \cdot L^2$$

de donde se desprende que

$$L = \sqrt{\frac{Q_{\text{eje}}}{1.0454 \cdot P_c}}$$

Para el caso de ruedas duales las fórmulas comúnmente usadas para pavimentos flexibles, donde el área de contacto se asume como la suma de las áreas de contacto individuales de cada una de las ruedas, resulta en deflexiones y esfuerzos mucho mayores que los reales. Las mediciones de campo realizadas muestran que se obtienen resultados acordes con lo real cuando se toma un área circular de contacto equivalente a la de ambas ruedas más el área existente entre ellas.

La Fig. C- F.4.3.3.2.3 ilustra esta condición

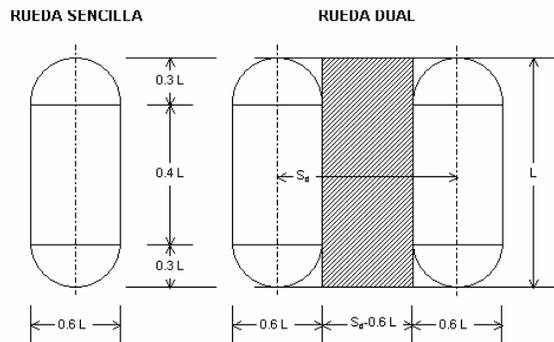


Figura C- F.4.3.3.2.3 Áreas de Contacto equivalentes

En base a la Fig. C- F.4.3.3.2.3, se obtiene el área de contacto equivalente la cual corresponde a lo establecido en la fórmula (F-48).

Para el modelado por elementos finitos los resultados obtenidos comparan favorablemente con las medidas reales cuando se consideran las áreas de contacto de las ruedas individuales como rectangulares de dimensiones $L \times 0,6L$, separadas entre sí la distancia $S_d=0,6L$

C- F.4.3.3.4 Cargas concentradas

Las cargas concentradas representan elementos simplemente apoyados sobre las losas. Elementos como bases de columnas y apoyos donde existan componentes horizontales o momentos (por ejemplo, cargas por sismo o

viento) no pueden apoyarse directamente sobre las losas del pavimento, debiendo ser calculados sus apoyos según los lineamientos aplicables de esta misma norma y aislados los mismos de las losas de pavimento.

C- F.4.5 Dimensionado de pavimentos de concreto industrial

Independientemente del tipo de losa de pavimento industrial, los paños perimetrales tendrán un espesor superior en 20% al empleado para los paños internos. En este caso se debe engrosar la totalidad del paño, en lugar de poder engrosar solamente un área como es el caso de los pavimentos para vía de tránsito convencional. La Fig. C- F.4.5 ilustra la forma de tratar los paños perimetrales en este tipo de pavimento

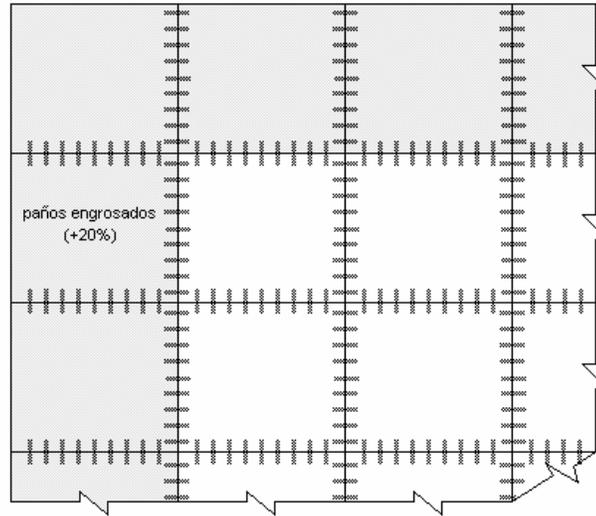


Figura C- F.4.5 Tratamiento de paños perimetrales en pavimentos industriales

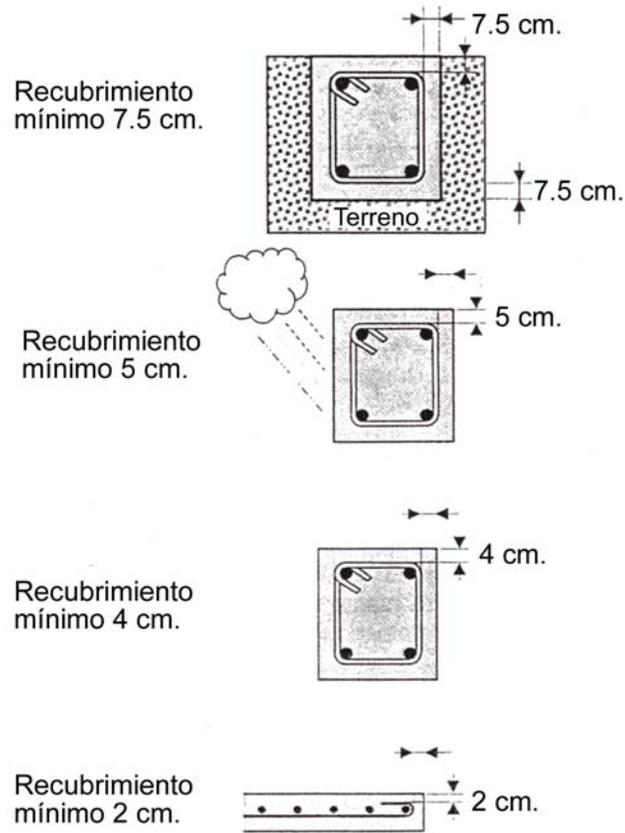


Fig. C - 7.2.4– Recubrimiento mínimo de protección.

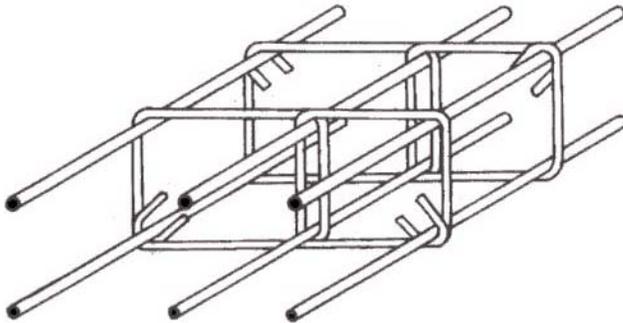
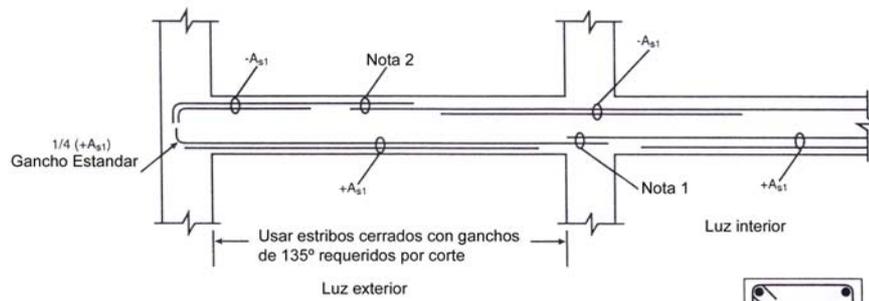


Fig. C- 7.6 –Estribos cerrados.



- Nota: 1 Mayor $\frac{1}{4} A_{s1}$, pero no menor de dos barras continuas o empalmadas con solape clase A o solapes soldados o dispositivos mecánicos.
- 2 Mayor de un $\frac{1}{6}$ de A_{s1} , pero no menor de dos barras continuas o empalmadas con solape clase A o solapes soldados, o dispositivos mecánicos.

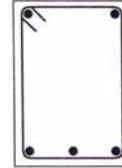


Fig. C- 7.8 –Continuidad del acero de refuerzo en vigas perimetrales, ND1.

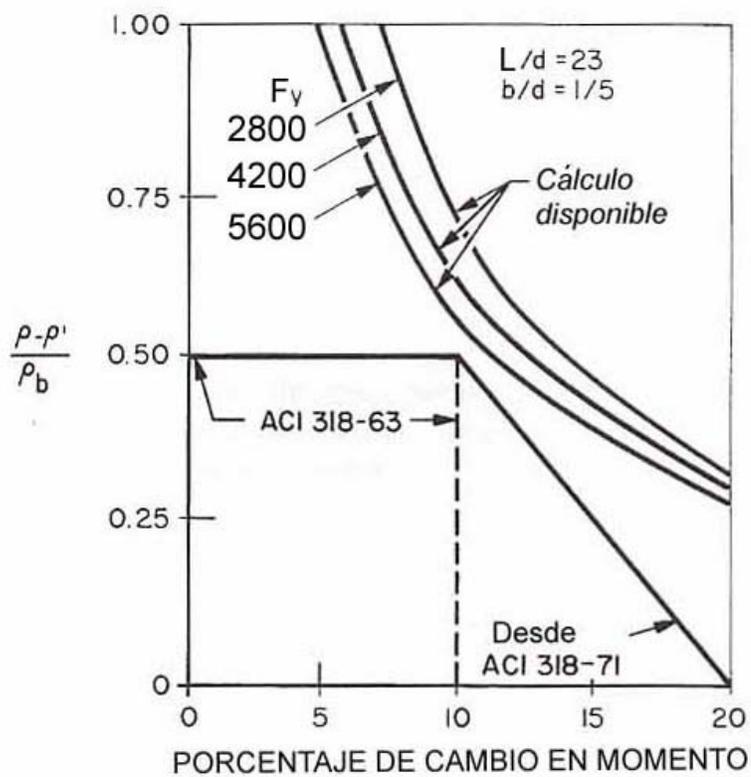


Fig. C-8.4 –Redistribución permisible de momentos para la capacidad mínima de rotación.

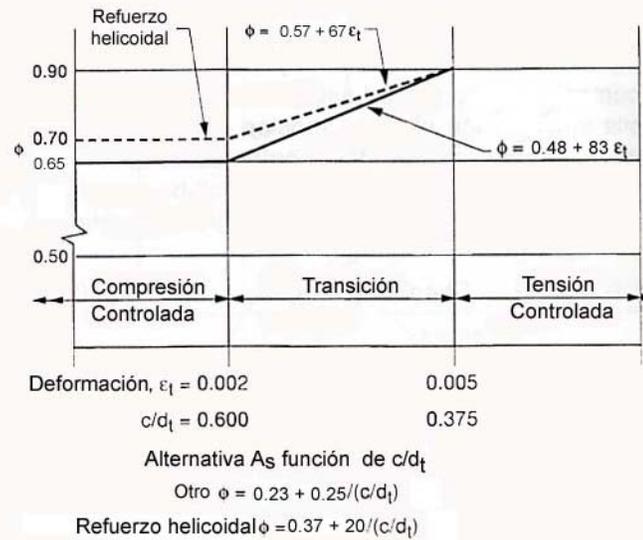


Fig. C- 9.4 –Variación de ϕ en función de la clasificación de la sección.

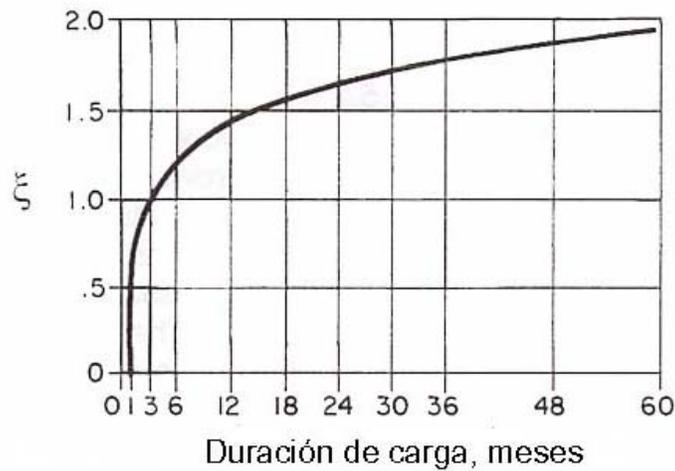


Fig. C- 9.6.2.1 -Factor ξ para el cálculo de flechas diferidas.

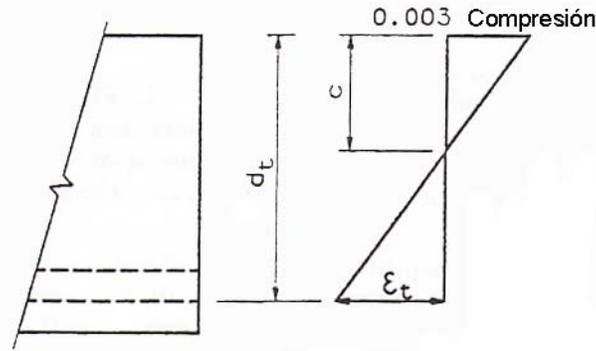


Fig. C-10.2.1 –Distribución de deformación y la deformación a tracción neta.

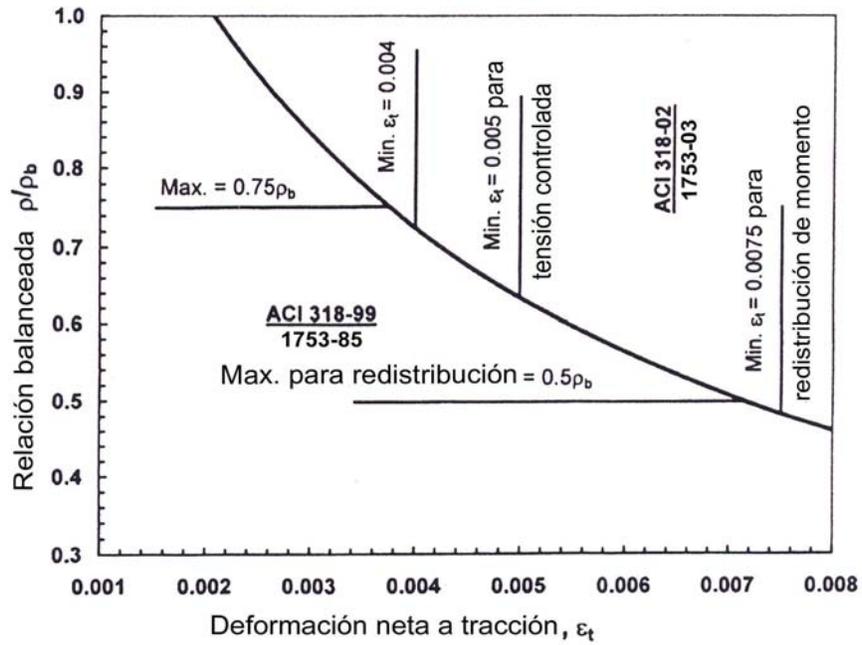


Fig. C- 10.2.4 –Relaciones entre la cuantía balanceada y la deformación neta a tracción.

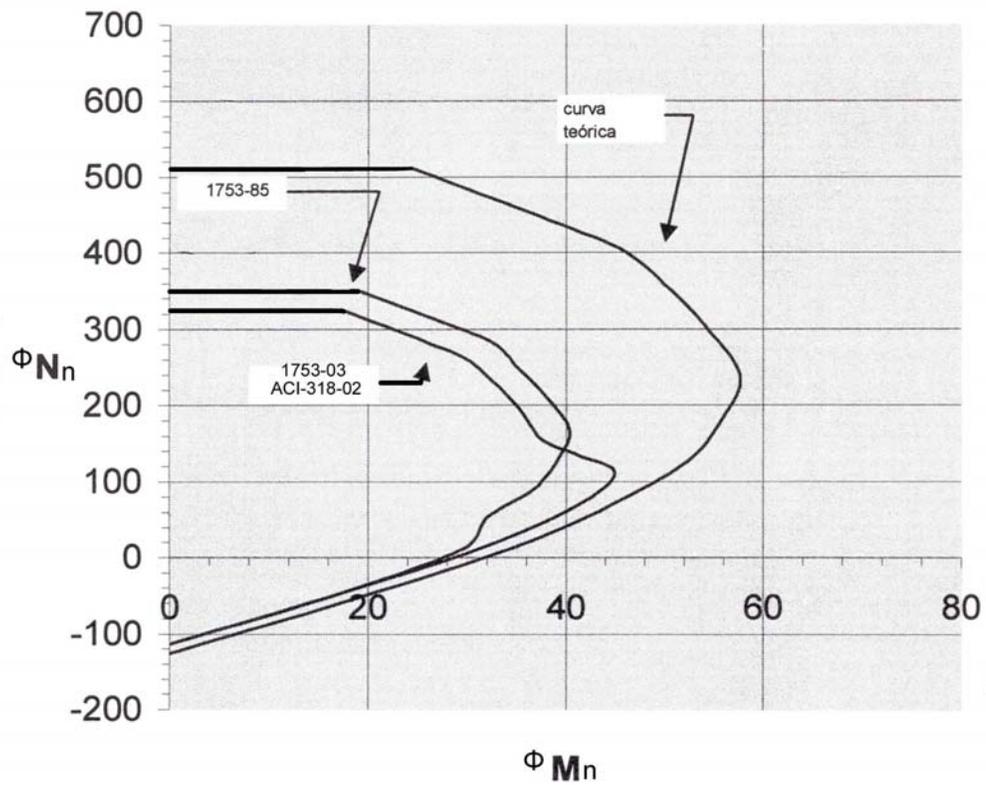


Fig. C- 10.5 –Modificaciones en diagramas de interacción típicos.

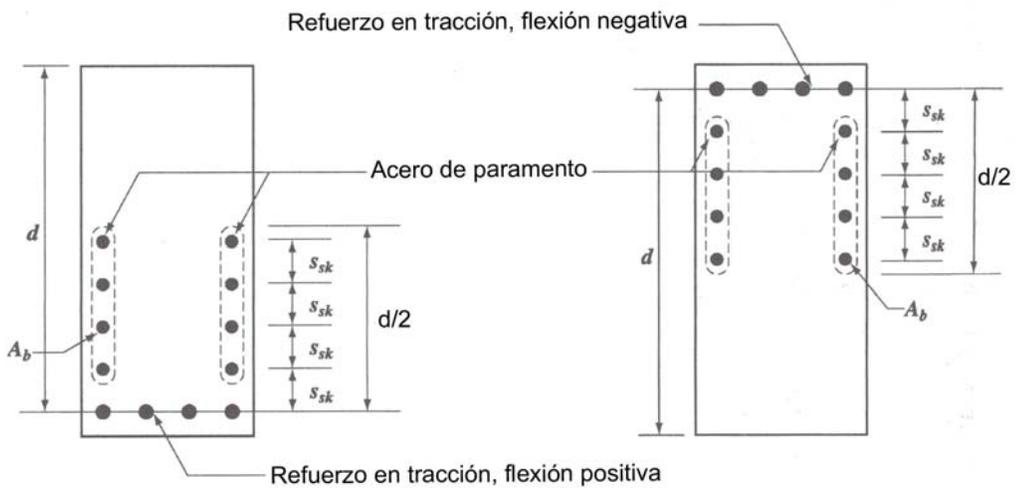
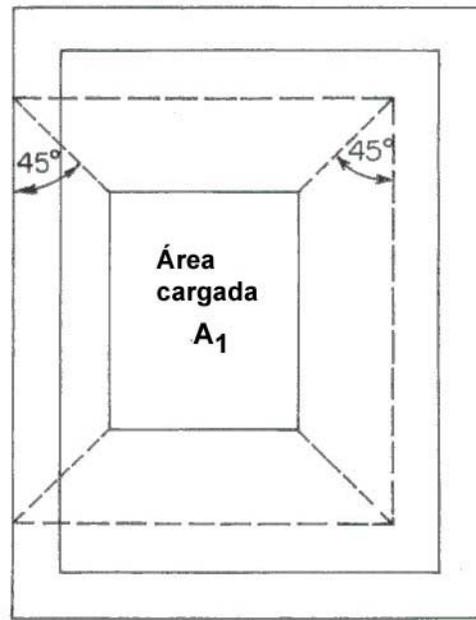


Fig. C- 10.3.2.3 –Acero de paramento para vigas y nervios con $d \geq 75$ cm.



Planta

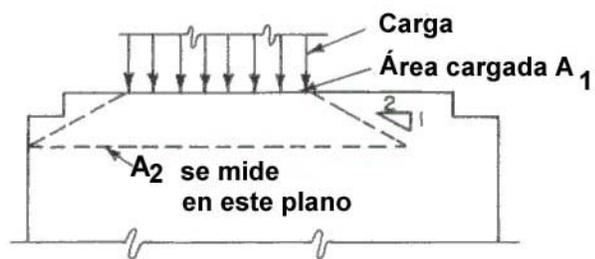


Fig. C- 10.8 –Cálculo de A_2 en apoyos escalonados en pendiente.

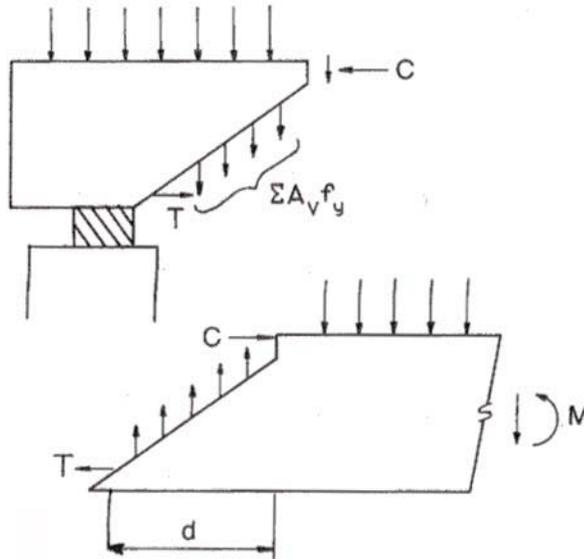


Fig. C-11.2.(a) –Diagrama de cuerpo libre del extremo de la viga.

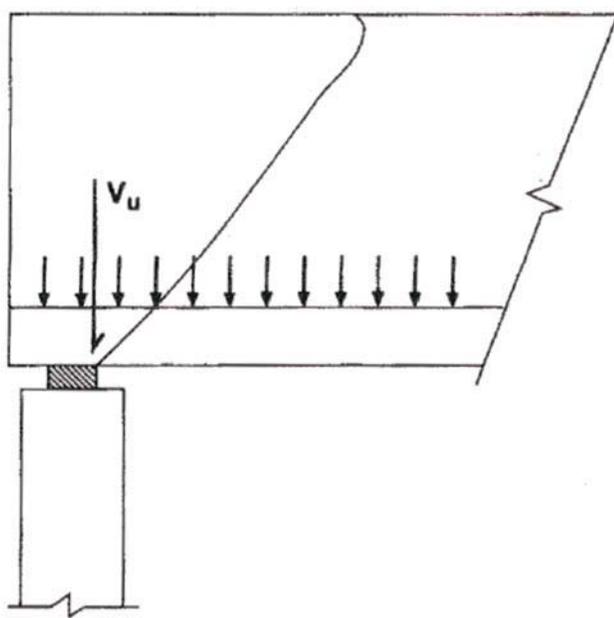


Fig. C-11.2.(b) –Ubicación de la sección crítica por corte en un miembro cargado cerca del apoyo.

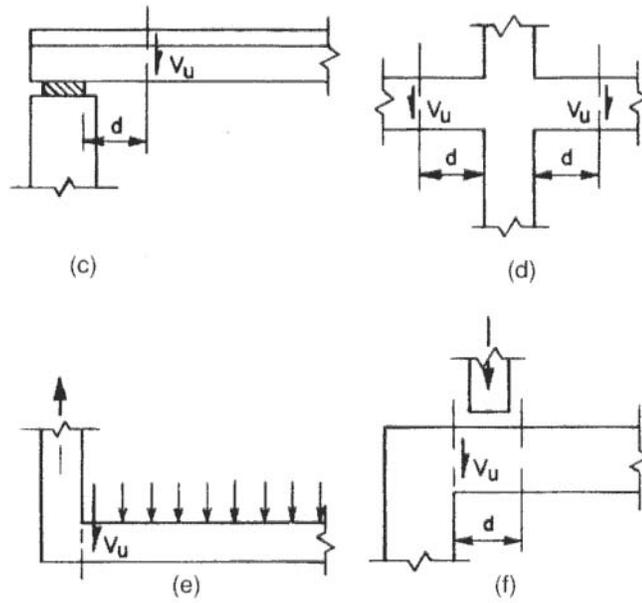
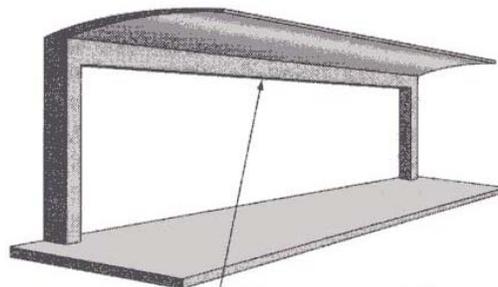
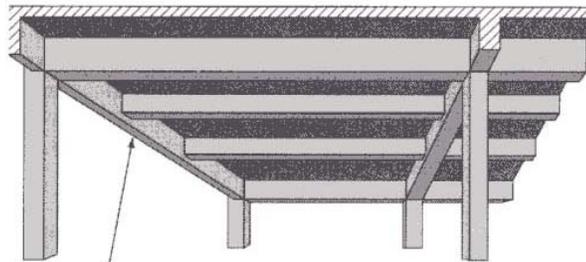


Fig C-11.2 (c,d,e,f) –Condiciones de apoyo típicas para localizar la fuerza mayorada de corte V_u



El momento torsor de diseño no se debe reducir porque no hay redistribución de momento posible

Fig. C-11.5.1a- El momento torsor de diseño no debe ser reducido.



La redistribución de momento es posible

Fig. C-11.5.1b – El momento torsor de diseño puede ser reducido.

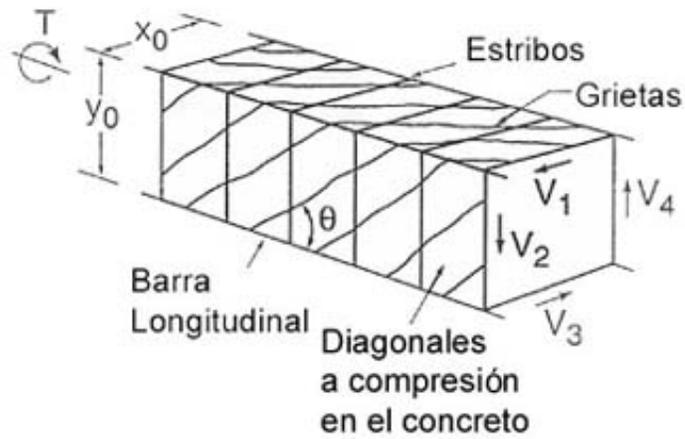


Fig. C- 11.5.2a –Analogía de la celosía espacial.



Fig. C- 11.5.2b –Definición de A_{oh}

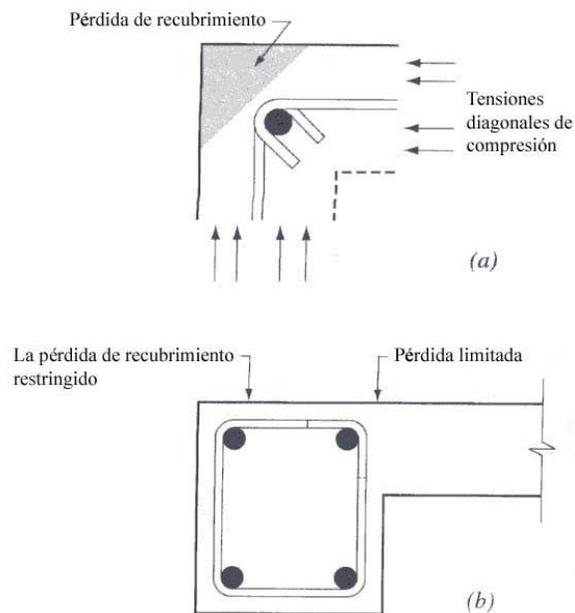


Fig. C- 11.5.4.1 –Pérdida de recubrimiento en las esquinas de vigas solicitadas por torsión.

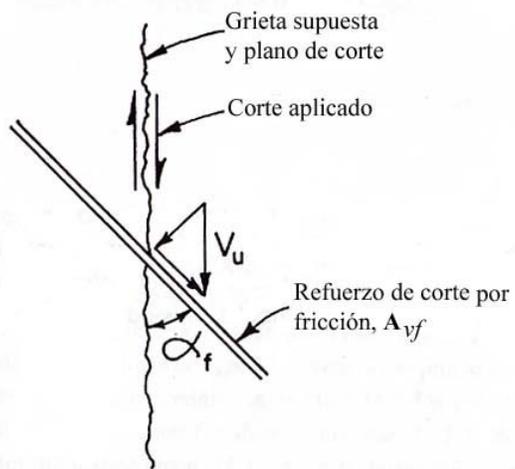


Fig. C-11.6 –Refuerzo de corte por fricción formando un ángulo con la grieta supuesta.

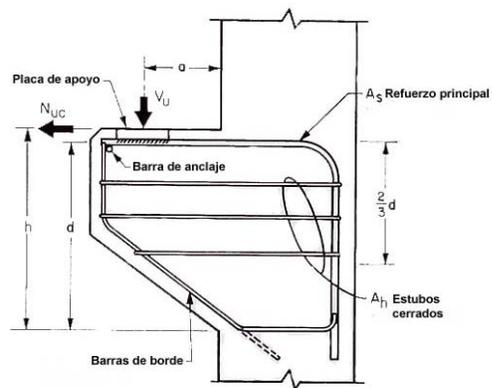


Fig. C- 11.8 –Notación usada en el Artículo 11.8

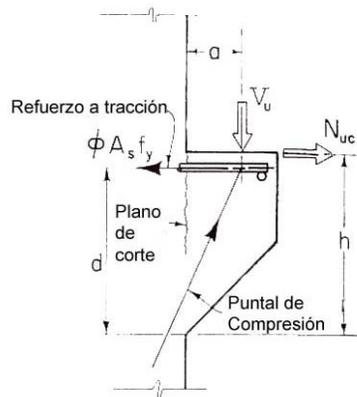


Fig. C- 11.8.1 –Equilibrio estático en un ménsula.

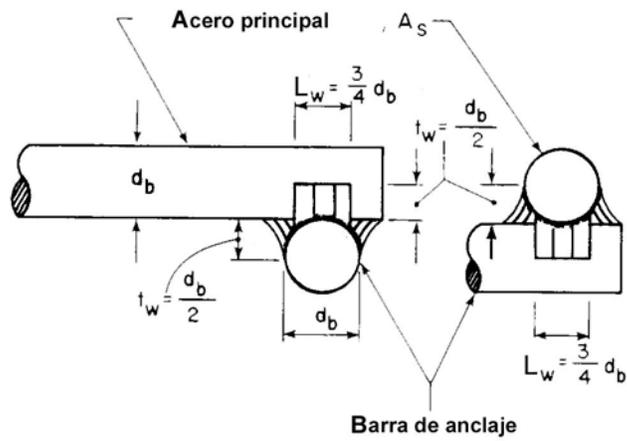


Fig. C- 11.8.3 –Detalle recomendado de soldadura.

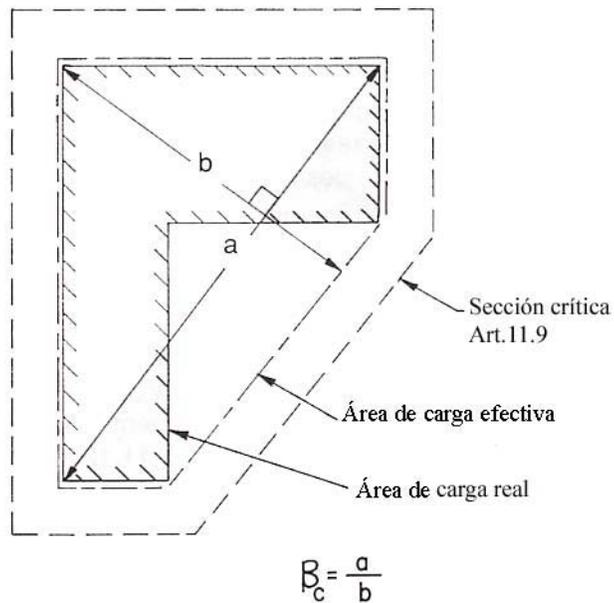


Fig. C- 11.9.1 –Valor de β_c para un área cargada no rectangular.

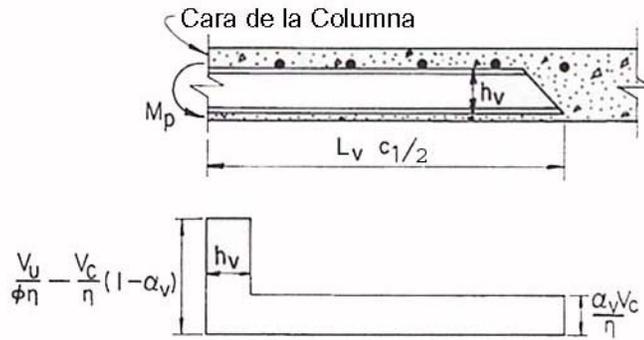


Fig. C- 11.9.4 –Corte idealizado actuando sobre una parrilla.

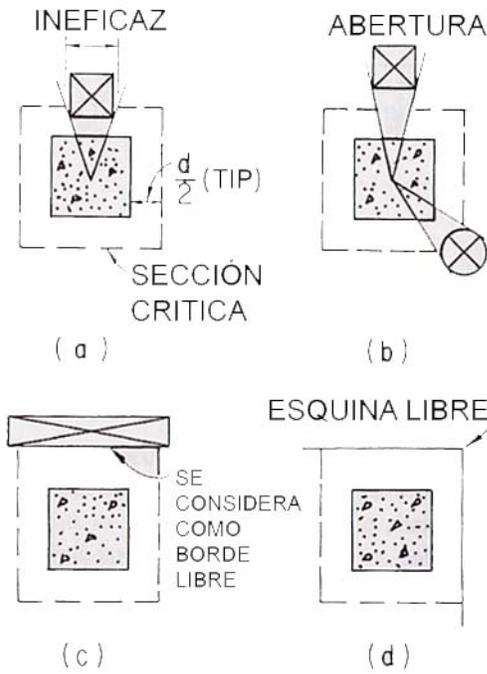


Fig. C-11.9.5 –Efecto de aberturas de bordes libres (el perímetro efectivo se señala con líneas punteadas).

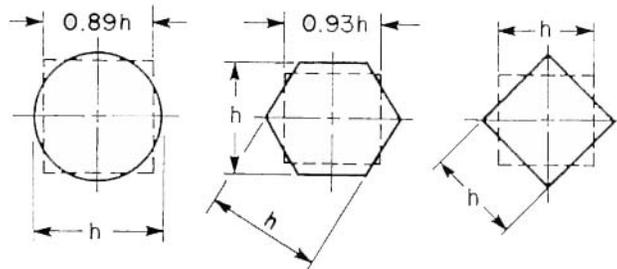


Fig. C- 11.9.6 –Ejemplos de sección cuadrada equivalente para miembros de apoyo.

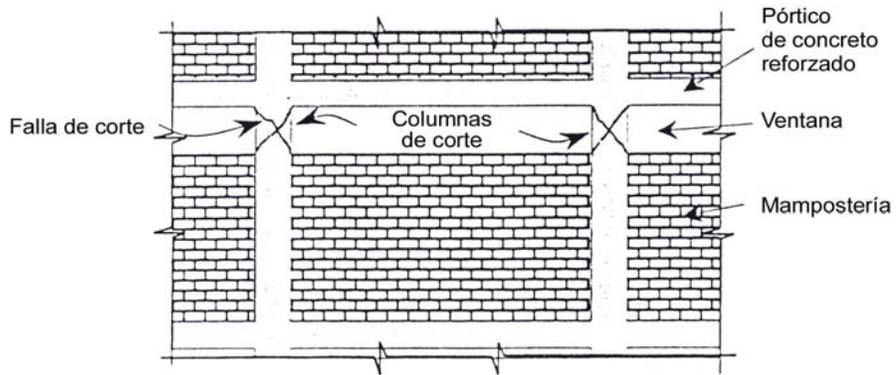


Fig. C-11.11.1a Efecto de columna corta o cautiva.

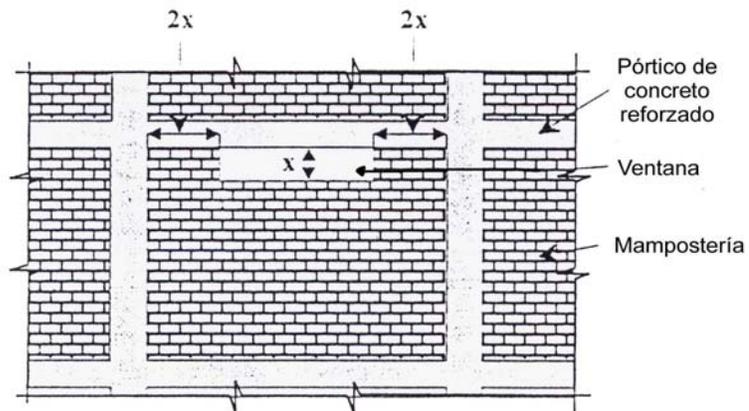


Fig. C-11.11.1b -Alternativa para obviar el efecto de columna corta.

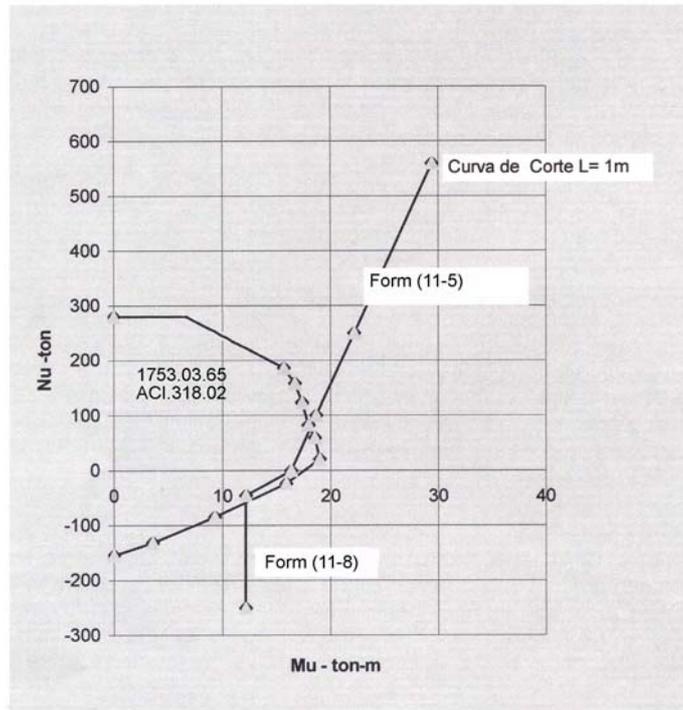


Fig. C-11.11.2 –Diagrama de interacción de una columna con luz libre de corte de 100 cm.

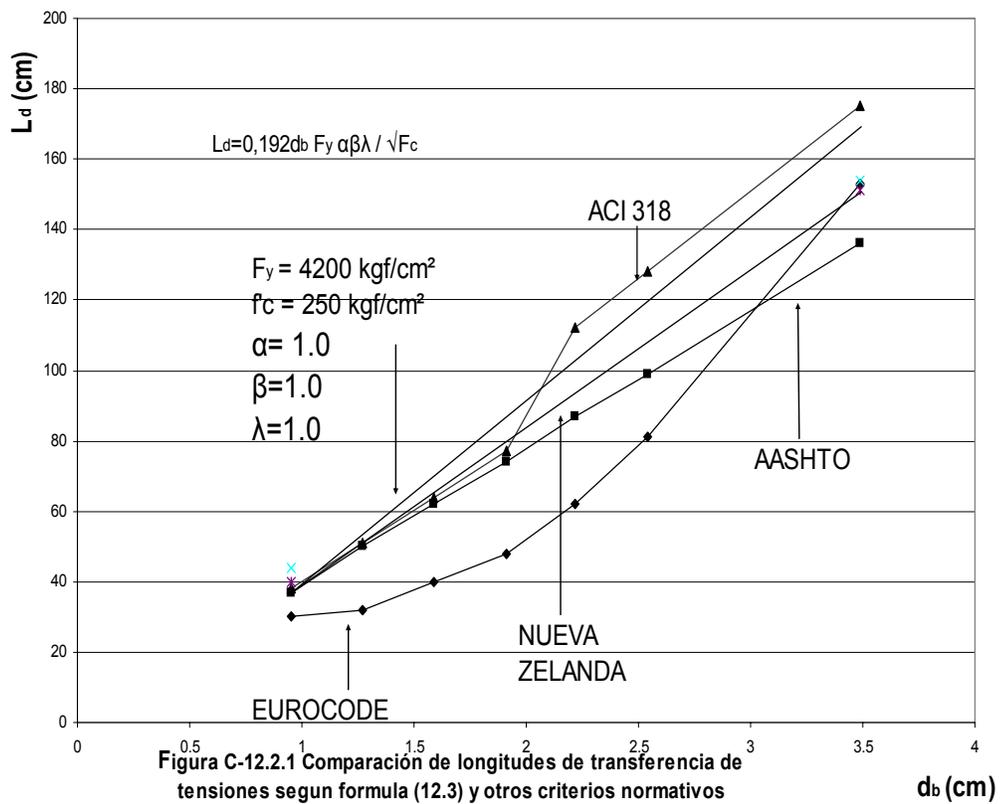


Figura C-12.2.1 Comparación de longitudes de transferencia de tensiones según formula (12.3) y otros criterios normativos

Cortesía de :

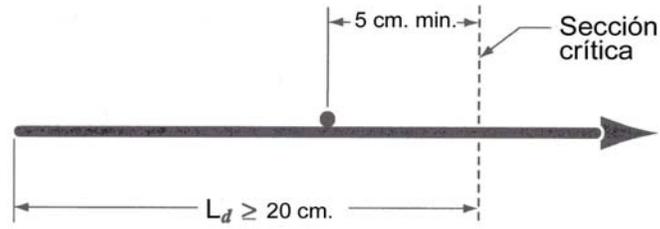


Fig. C – 12.2.1.2 –Longitud de transferencia de malla de alambres con resaltos electrosoldada.

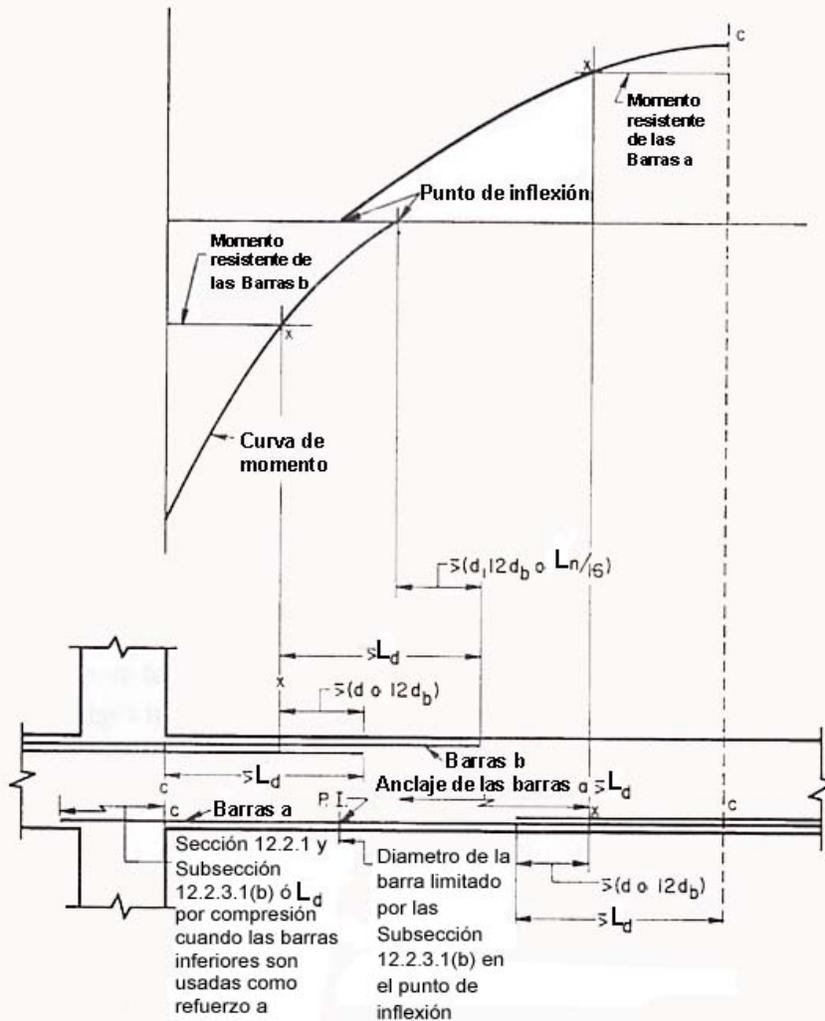


Fig. C- 12.2.3a –Longitud de transferencia del refuerzo por flexión en una viga típica continua.

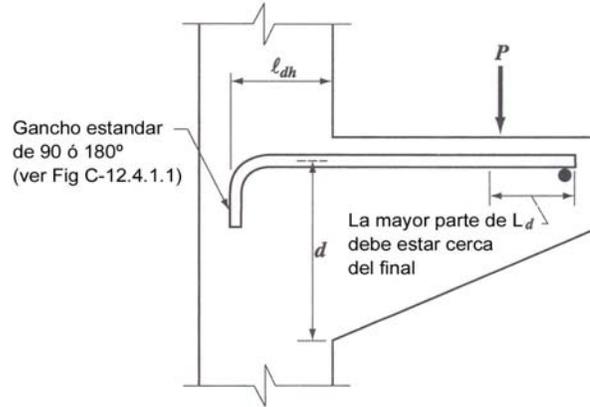


Fig. C – 12.2.3 b – Miembro especial que depende en gran parte del anclaje exterior.

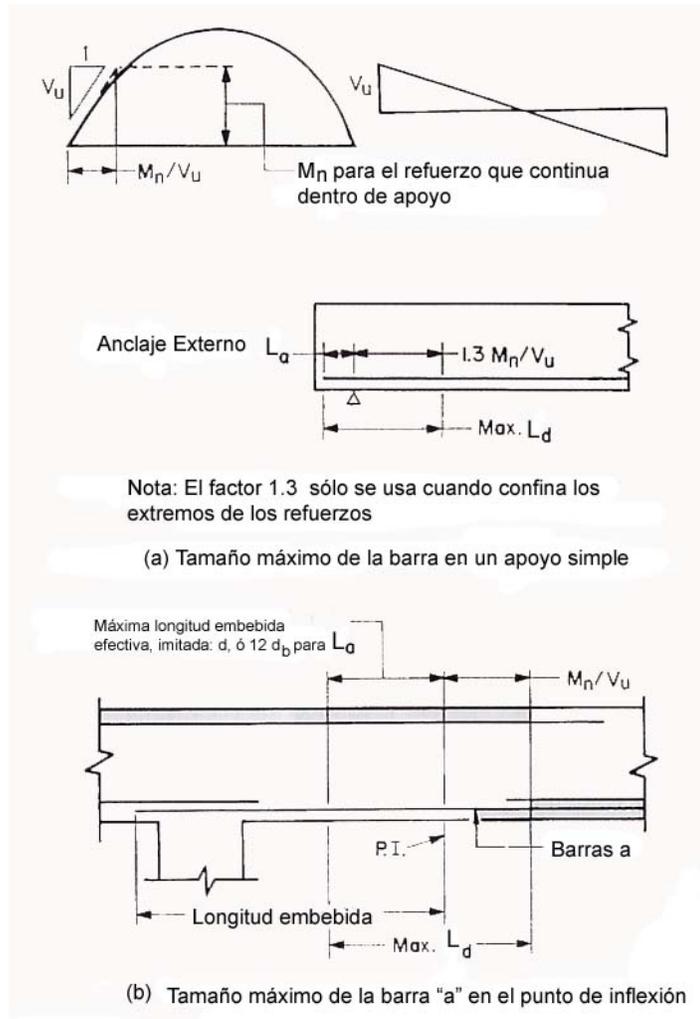


Fig. C- 12.4 –Criterios para la determinación del tamaño máximo de la barra.

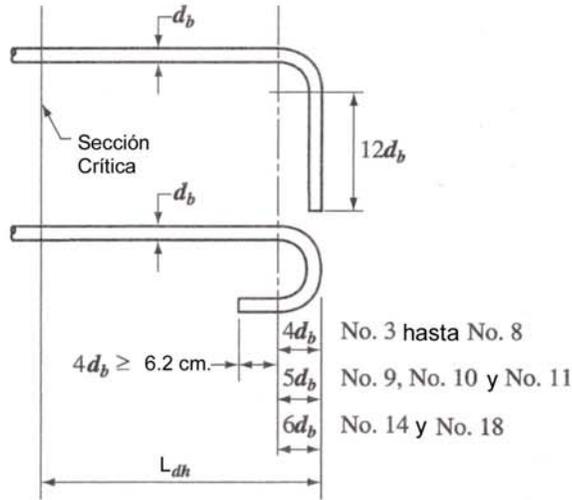


Fig. C – 12.4.1.1 – Detalle de barras con ganchos.

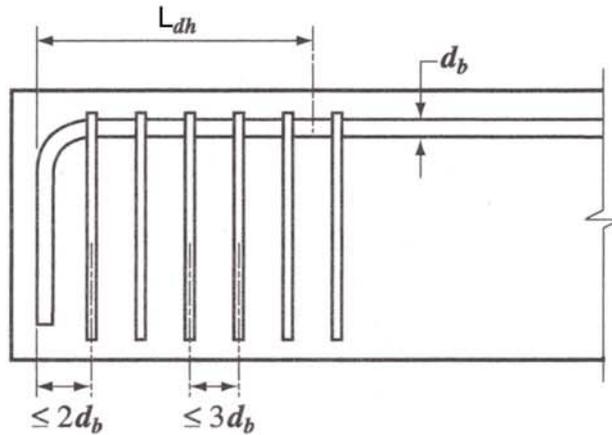


Fig. C – 12.4.1.1a – Estribos colocados perpendiculares a la barra, espaciados en la longitud de transferencia L_{dh} .

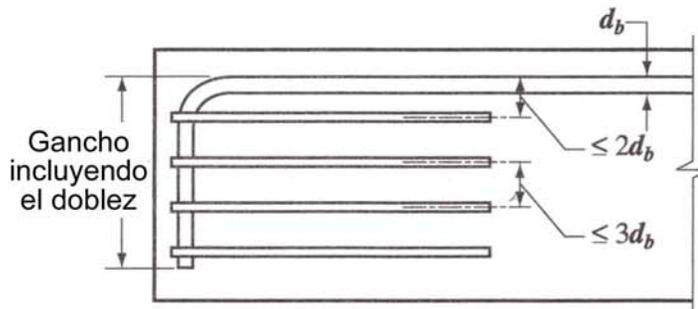


Fig. C – 12.4.1.1b – Estribos colocados paralelos a la barra, espaciados a lo largo de la longitud del gancho, incluyendo el doblé.

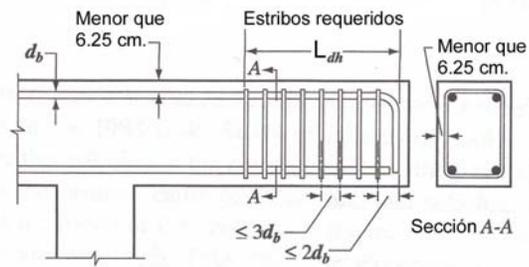


Fig. C- 12.4.1.3 –Recubrimiento del concreto.

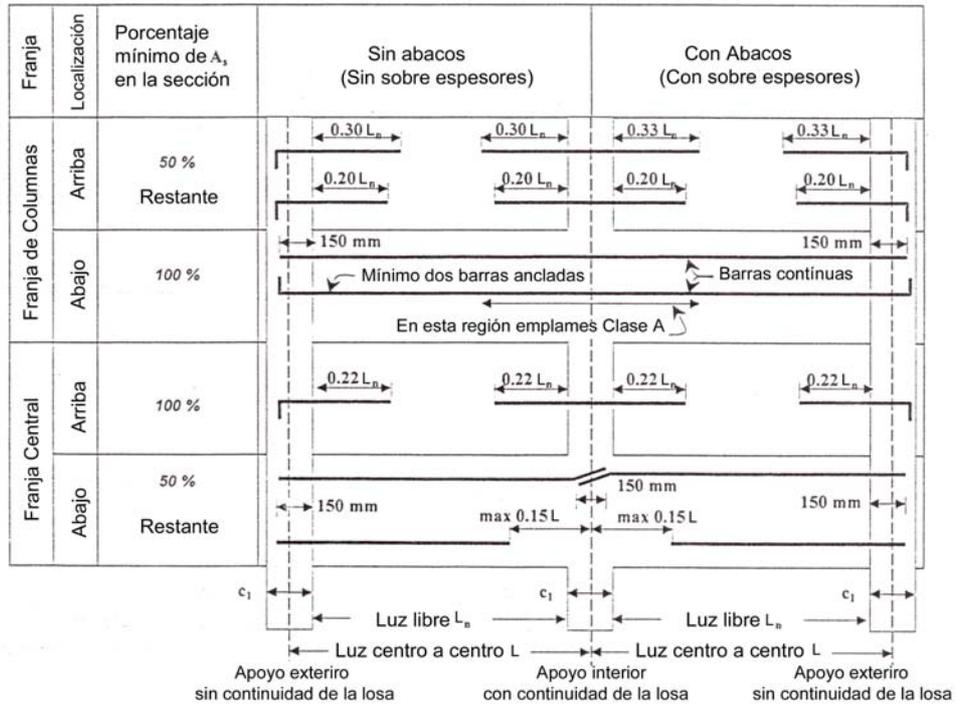


Fig. C -13.1 –Longitudes mínimas del acero de refuerzo en losas.

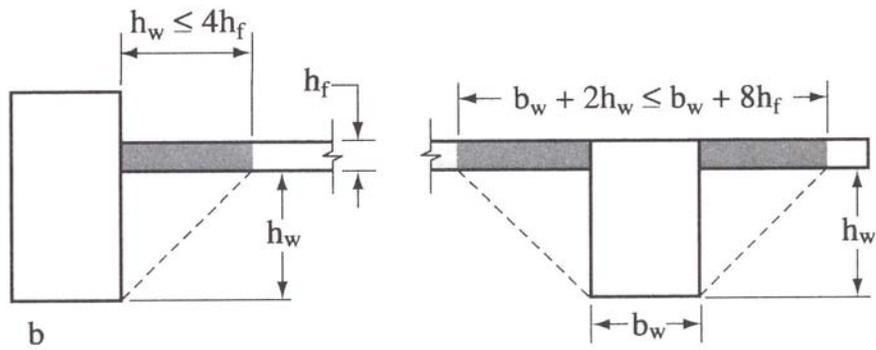


Fig. C - 13.2.4 –Ejemplos de la porción de losa a ser incluida con la viga.

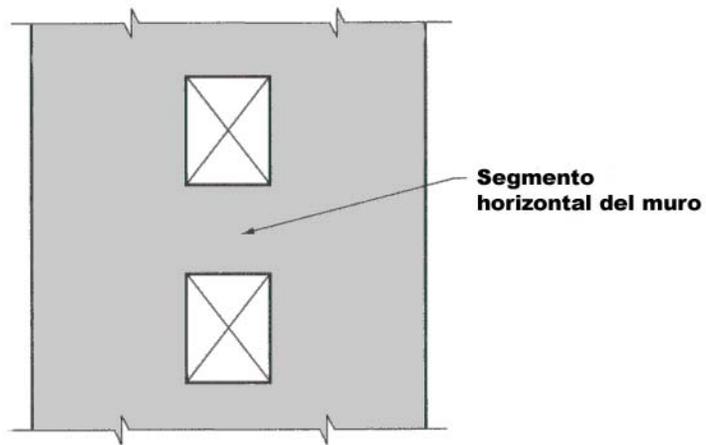


Fig. C-14.2.6 –Muro con aberturas.

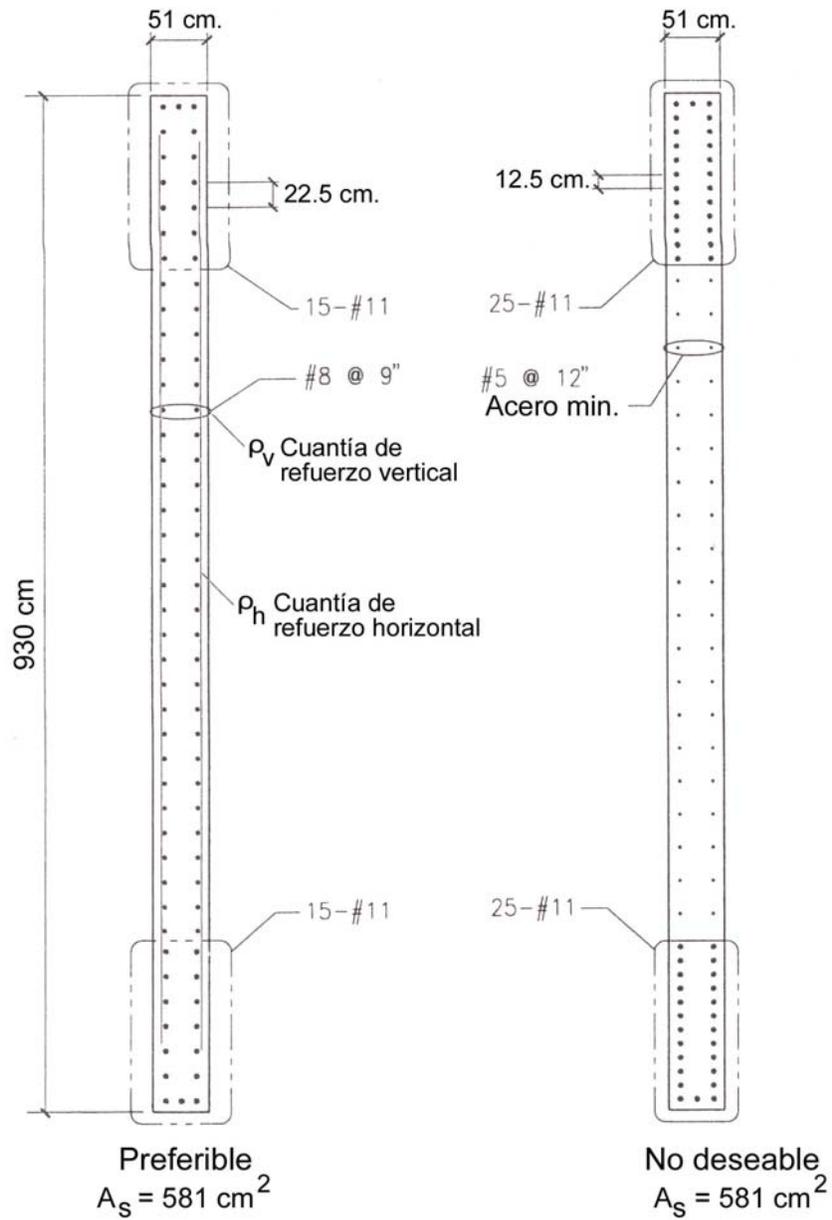


Fig. C -14.3–Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección de un muro.

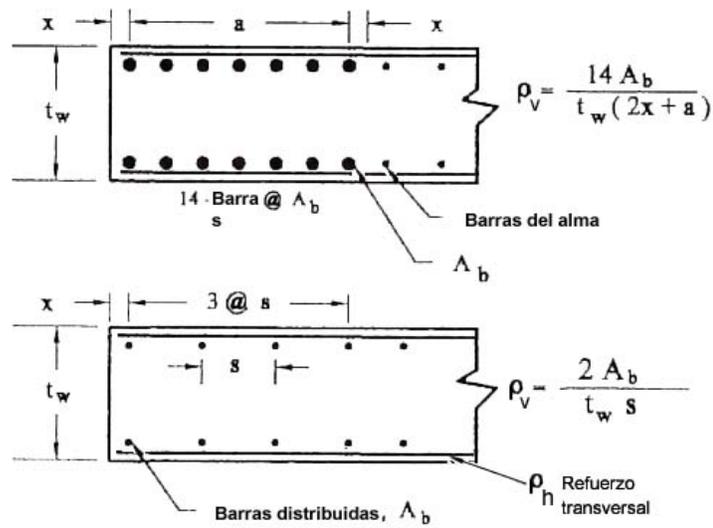


Fig. C- 14.6.1 –Relaciones de refuerzo longitudinal para condiciones típicas de miembros de borde en muro.

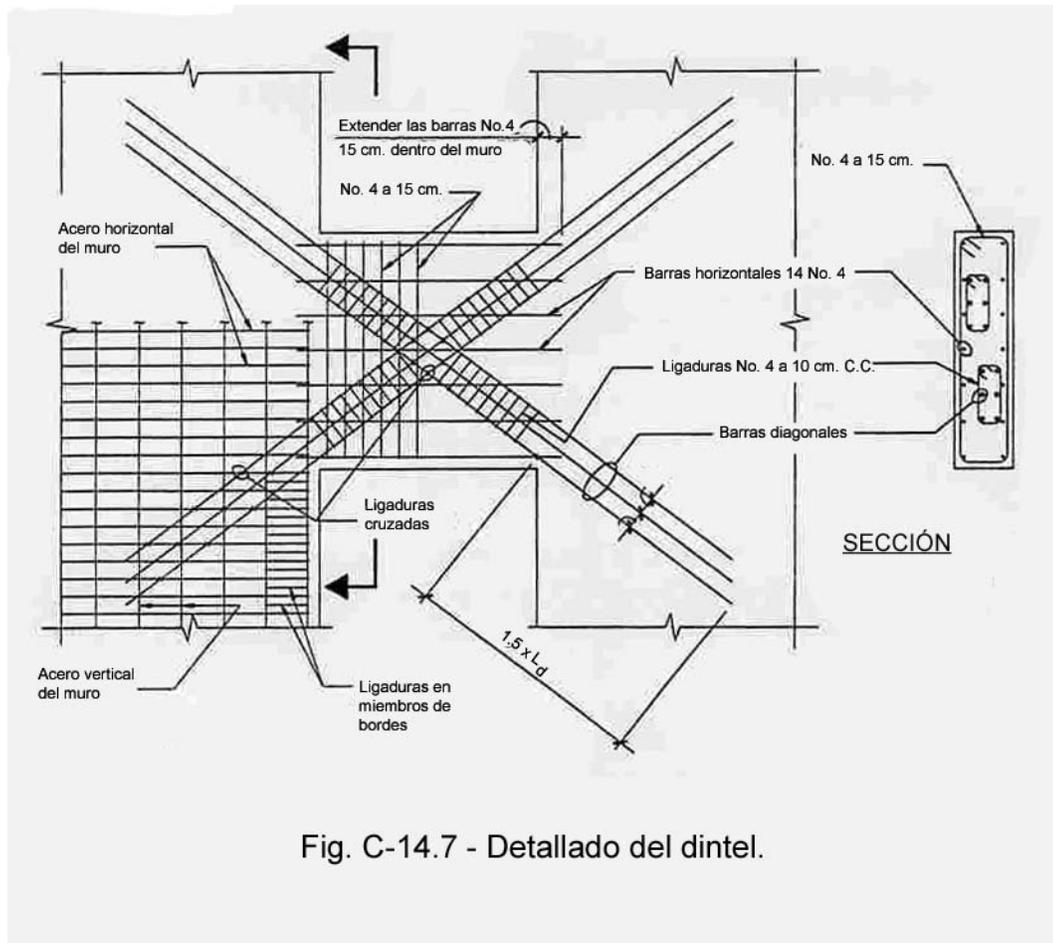


Fig. C-14.7 - Detallado del dintel.

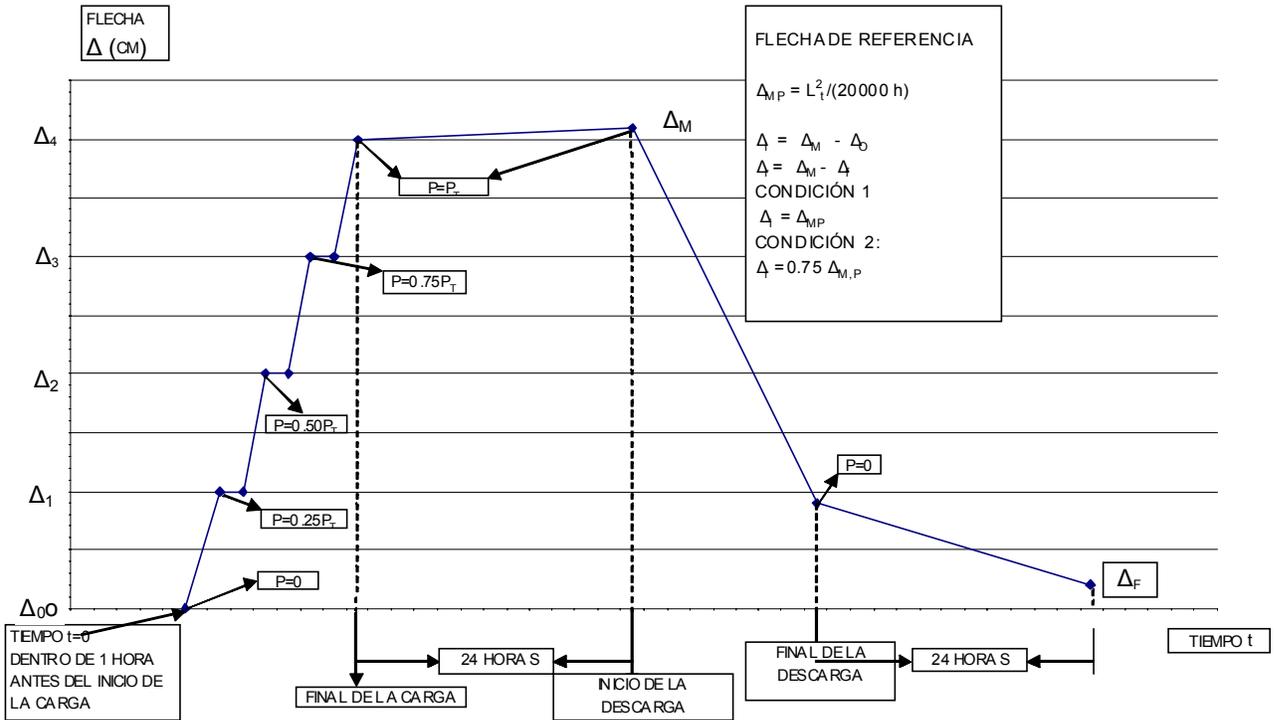


FIG. C-17.5.4 –Diagrama esquemático de la secuencia de medición de flechas en la prueba de carga de un miembro sometido a flexión.

P= Carga aplicada; P_r = Carga total de la prueba

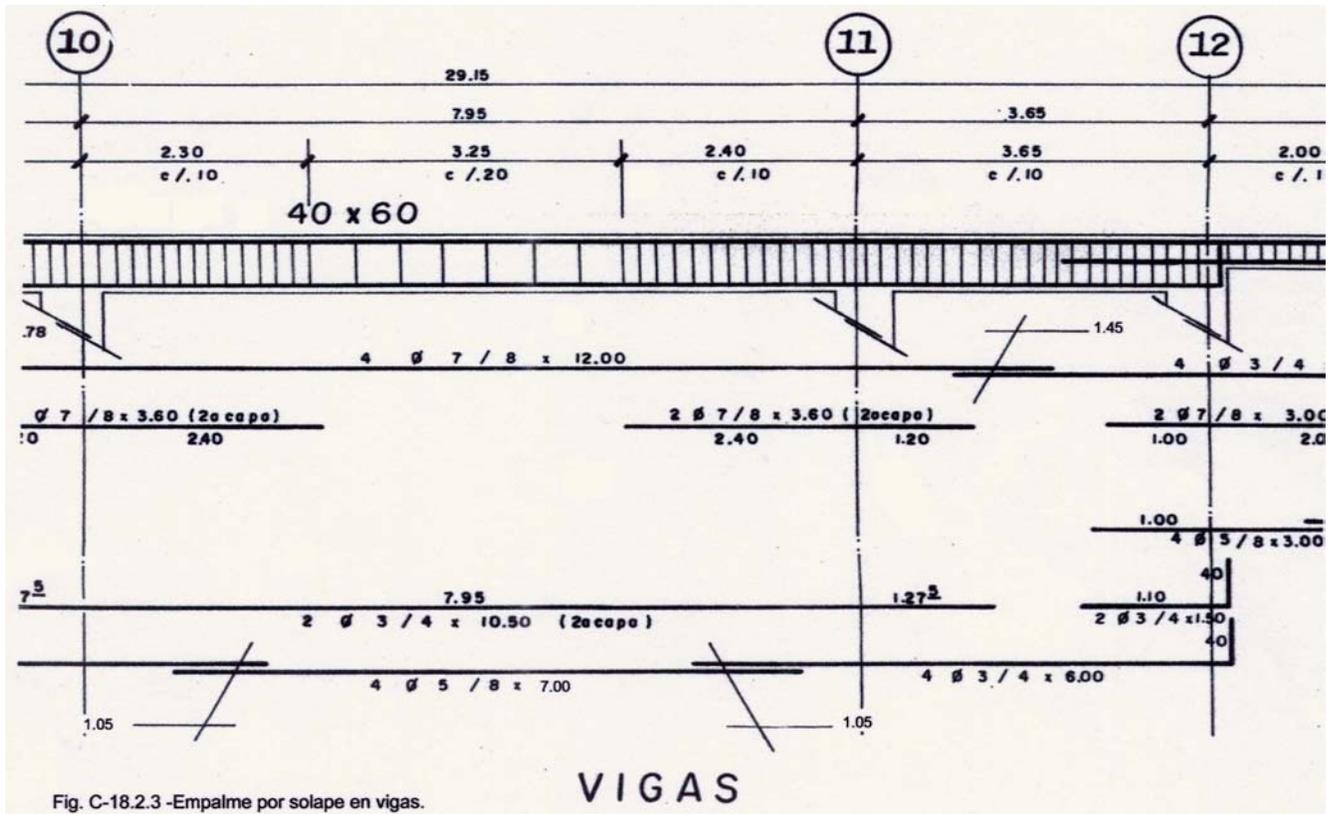


Fig. C-18.2.3 -Empalme por solape en vigas.

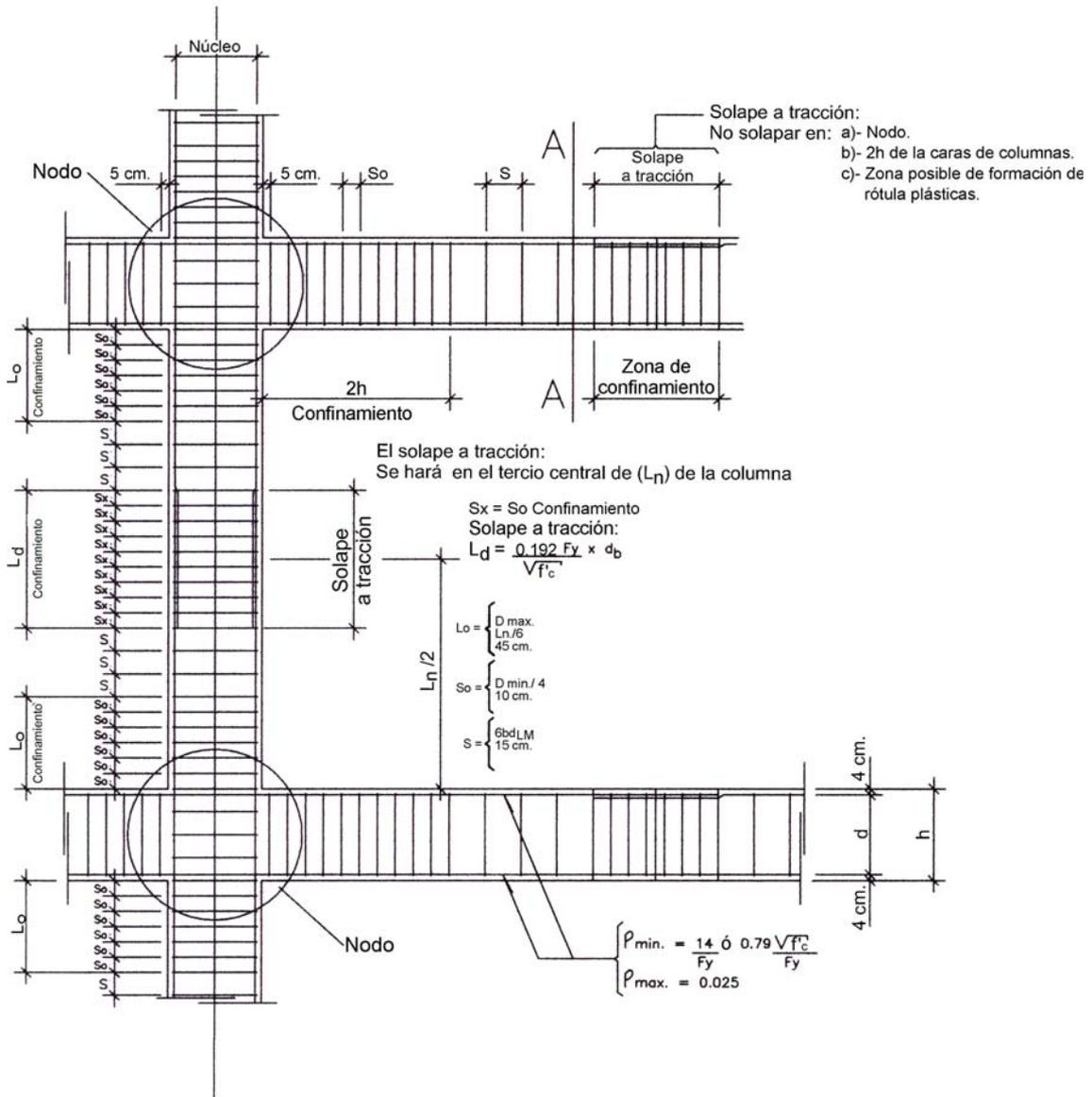
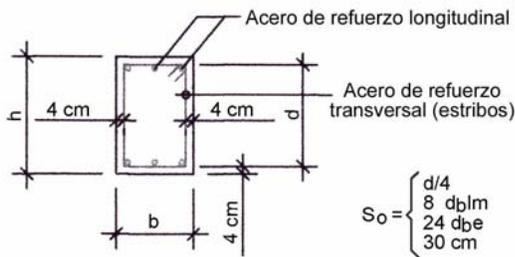
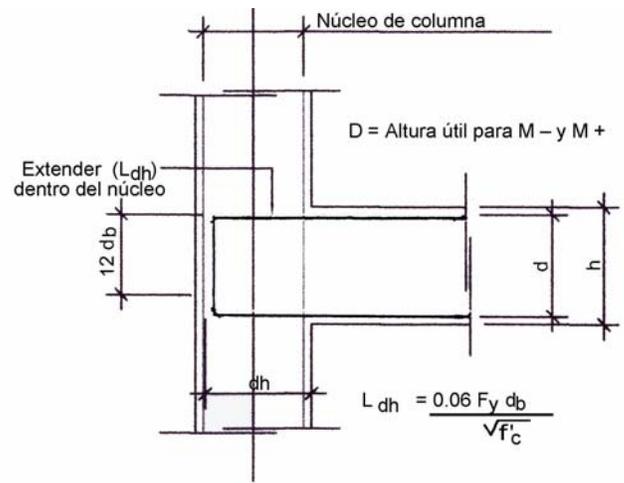


Fig. C-18.3a –Requisitos de diseño ND3 de vigas, columnas y nodos.



$$S_o = \begin{cases} d/4 \\ 8 d_{blm} \\ 24 d_{be} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

d_b = Diámetro de la barra.
 l = Barra longitudinal menor.
 e_m = Estribo ($\geq \Phi 3/8$).
 A_{sv} = Acero de refuerzo transversal

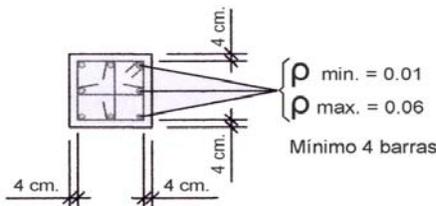


Terminar todas las barras requeridas arriba y abajo en la cara exterior del núcleo de la columna. Longitud mínima a tracción L_{dh}

Fig. C- 18.3b –Requisitos de diseño ND3 de vigas, columnas y nodos.

S = Separación de ligaduras zona no confinada.
 LM = Barra longitudinal mayor.
 D_{max} = Dimensión máxima de la columna.
 D_{min} = Dimensión mínima de la columna.
 L_n = Luz libre de la columna.
 A_{sh} = Acero de refuerzo transversal.

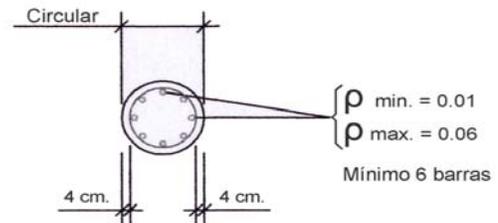
Nodo: $\begin{cases} A_{sh} \text{ del nodo igual a } A_{sh} \text{ de la columna.} \\ A_{sh} \text{ del nodo se reduce si el nodo está confinado por los 4 lados} \end{cases}$



Ligadura Mayor:

$$A_{sh} = 0.3 S_o h_c \left(\frac{A_c}{A} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} \text{ ó } A_{sh} = 0.09 S_o h_c \frac{f'_c}{F_y}$$

$S_o = S_o$
 h_c = Distancia del núcleo.
 A_c = Área de la columna.
 A = Área del núcleo.



Zunchos:

$$P = 0.45 \left(\frac{A_c}{A} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} \text{ ó } 0.12 \frac{f'_c}{F_y}$$

Separación máxima = 7.5 cm.
 Separación mínima = 25 cm. ó 4/3 del tamaño de la piedra picada.
 A = Área del núcleo.

Fig. C- 18.3c –Requisitos de diseño ND3 de vigas, columnas y nodos.

1. la dirección de fuerzas de corte V_e depende de las magnitudes relativas de cargas gravitacionales y el corte generado por momentos externos.
2. Los momentos externos M_{pr} basados en la tensión a tracción en los aceros de $1.25F_y$, donde F_y es la resistencia cedente especificada del acero (ambos momentos externos serán considerados en ambas direcciones, en sentido horario y antiorario).
3. Los momentos externos M_{pr} no necesita ser mayores que los momentos generados por los M_{pr} de las vigas del pórtico en las juntas viga-columna V_e no será menor que el requerido por el análisis de la resistencia.

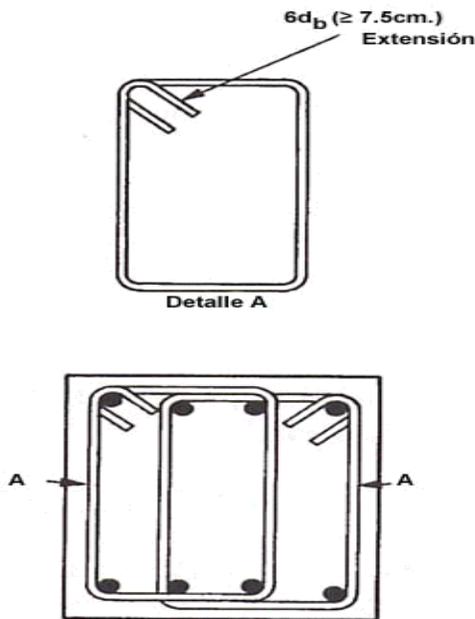


Fig. C-18.3.4 –Ejemplo de estribos solapados.

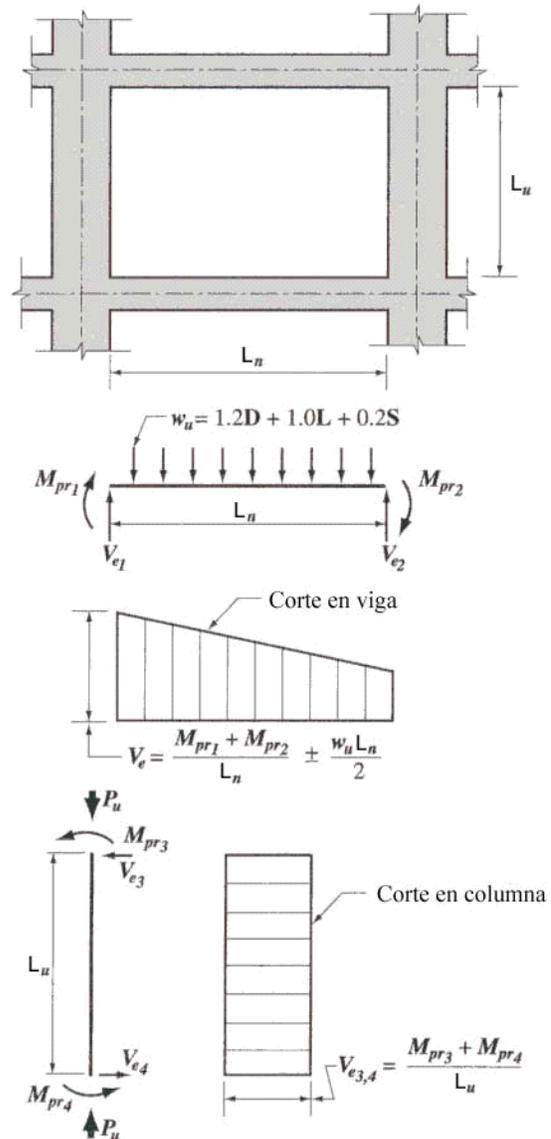


Fig. C- 18.3.5 –Diseño por corte para vigas y columnas ND3.

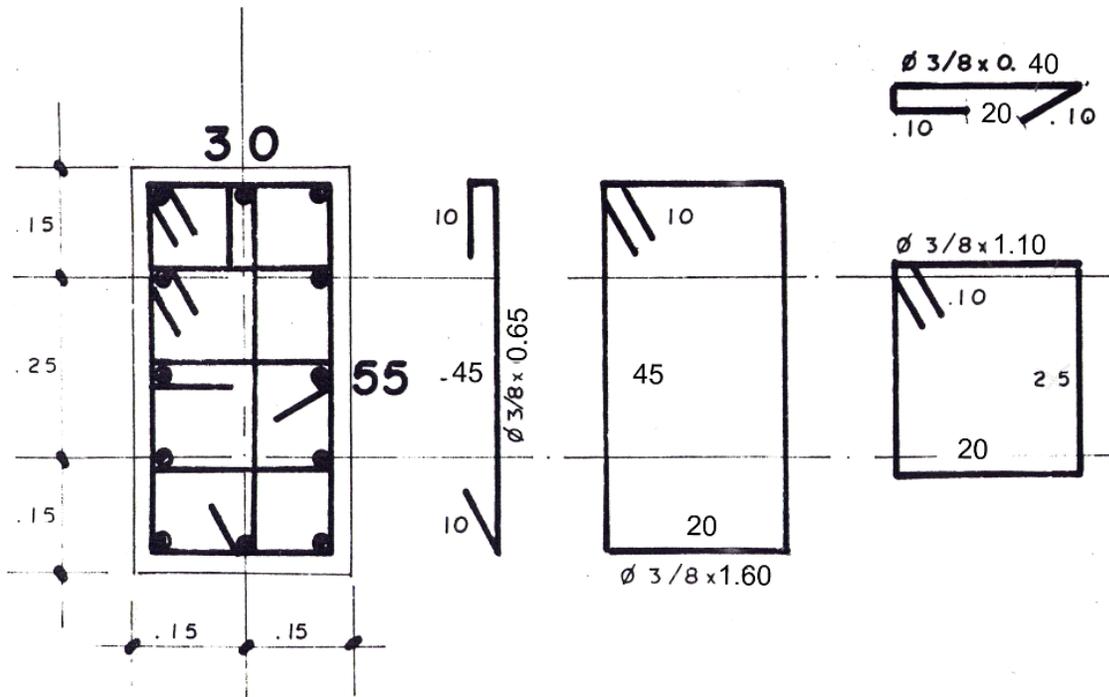


Fig. C-18.4.5 – Ejemplo de acero de refuerzo transversal en columnas.

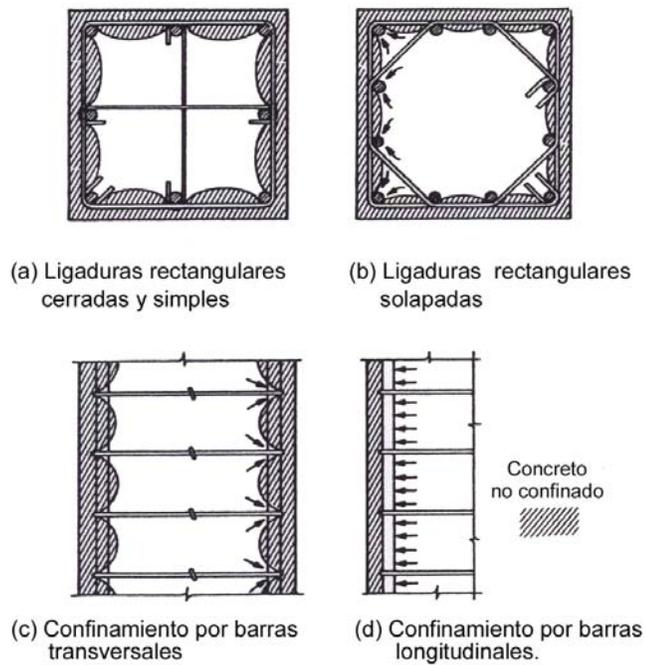


Fig. C - 18.4.5.1 –Acero de refuerzo de confinamiento.

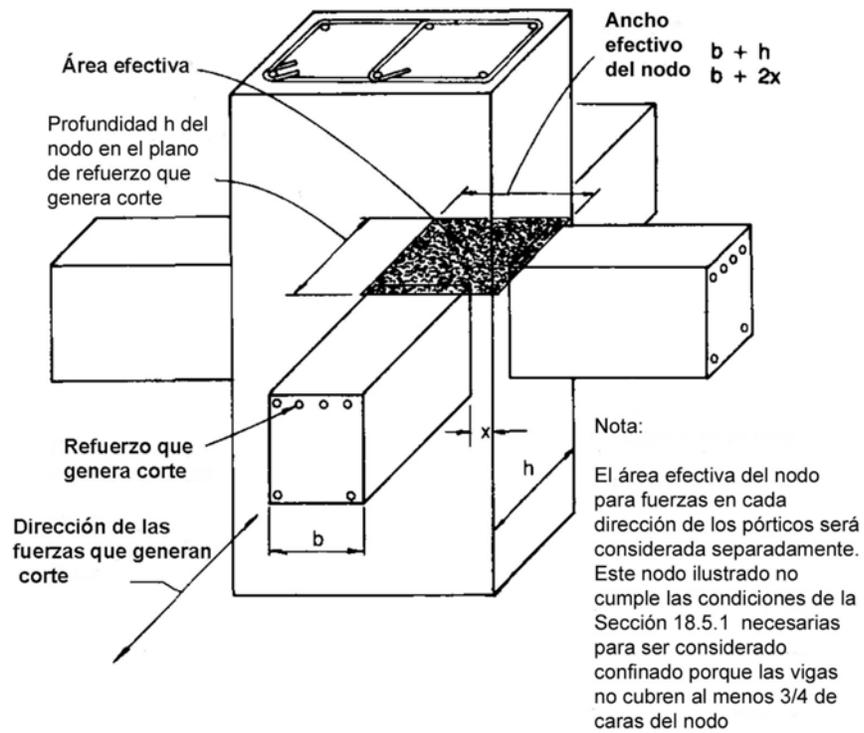


Fig. C-18.5.2 -Área efectiva del nodo.

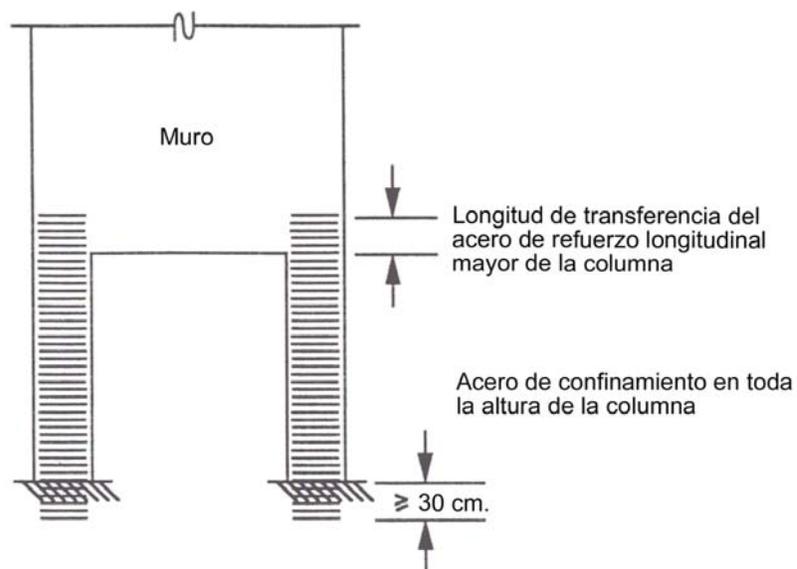


Fig. C- 18.4.5.4 –Miembros discontinuos.

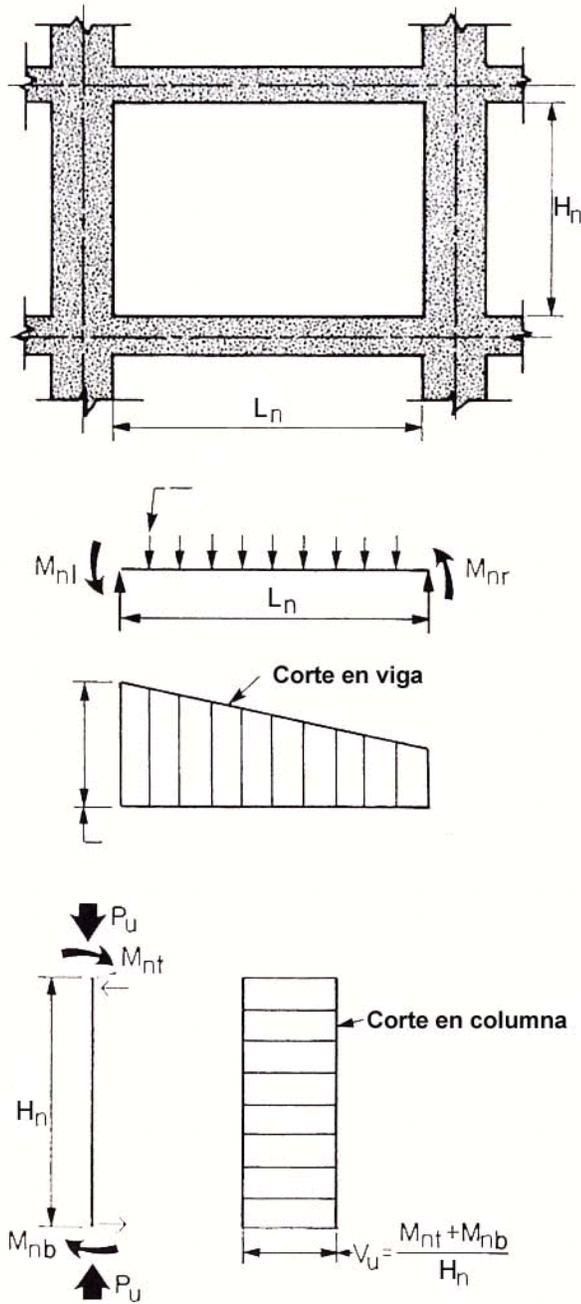


Fig. C- 18.7 –Corte de diseño para pórticos en regiones de moderado riesgo sísmico ND2.

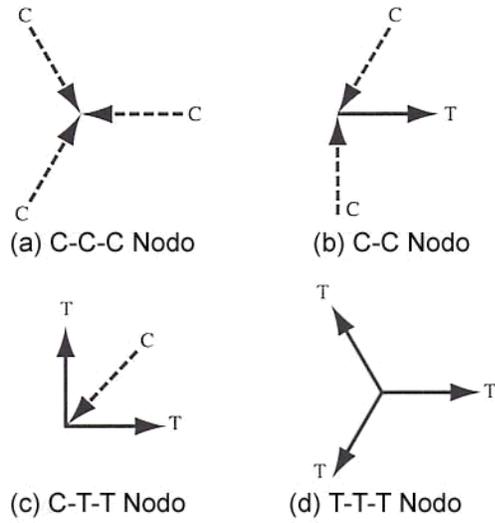
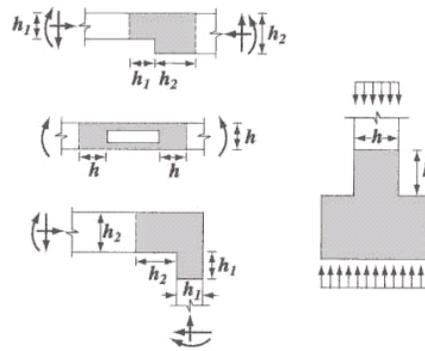
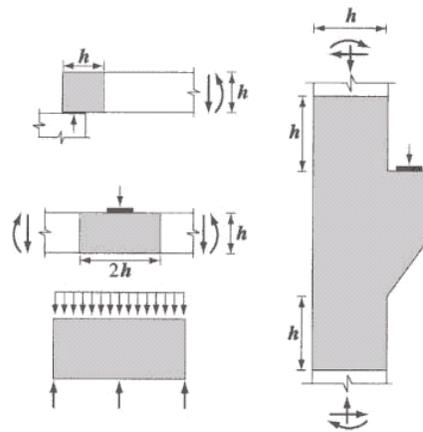


Fig. C- A.3 –Clasificación de nodos.



(a) Discontinuidades geométricas



(b) Descontinuidades de carga y geométricas

Fig. C-A.2 -Regiones D y discontinuidades.

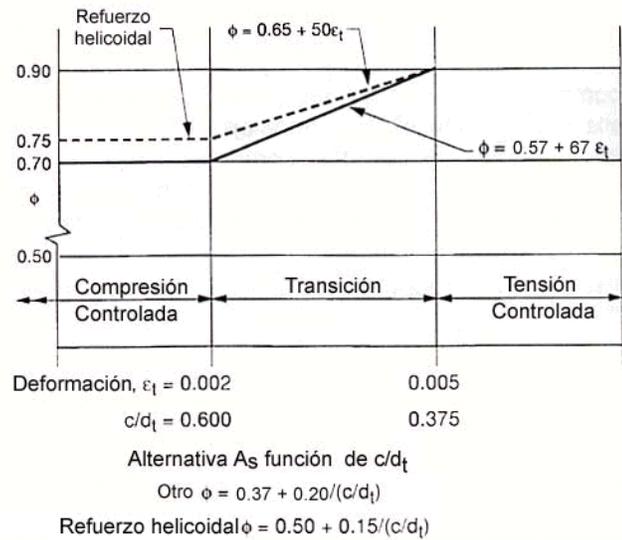
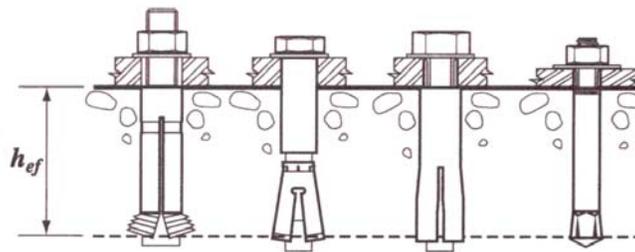
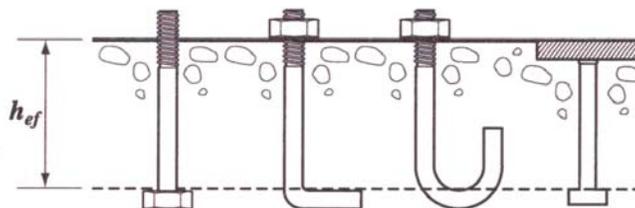


Fig. C- B.3 –Variación de ϕ en función de la clasificación de la sección.



(a) Anclajes post-instalados.



(b) Anclajes colocados en el vaciado.

Fig. C – D.1 –Tipos de Anclajes.

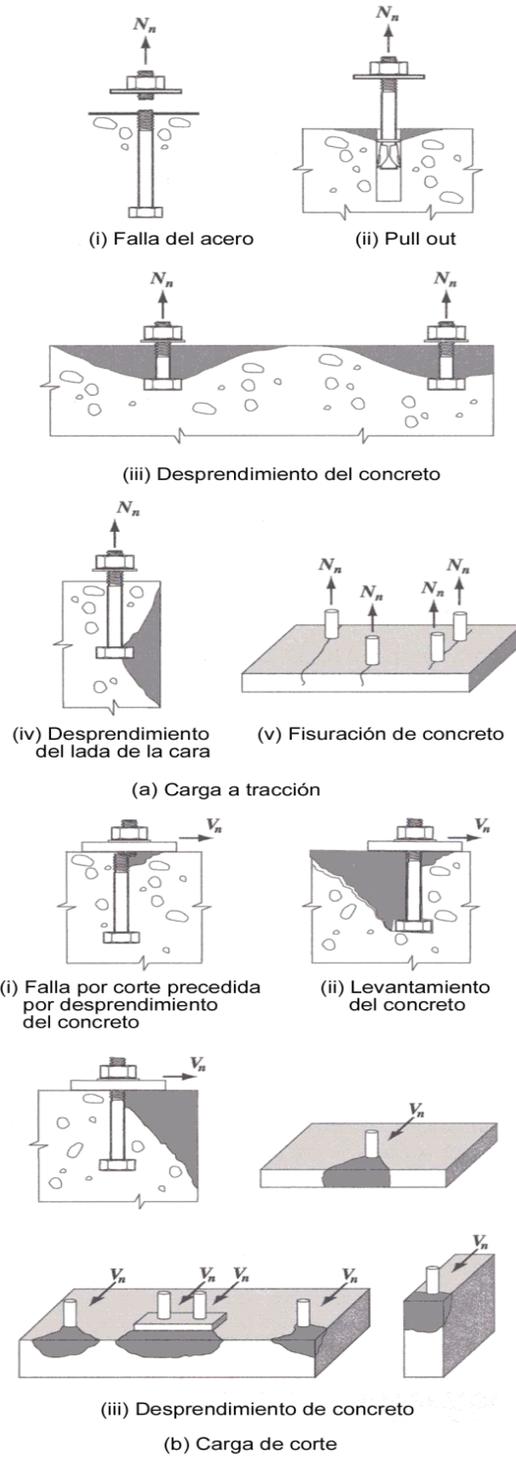


Fig. C –D2 –Modos de falla por anclajes.

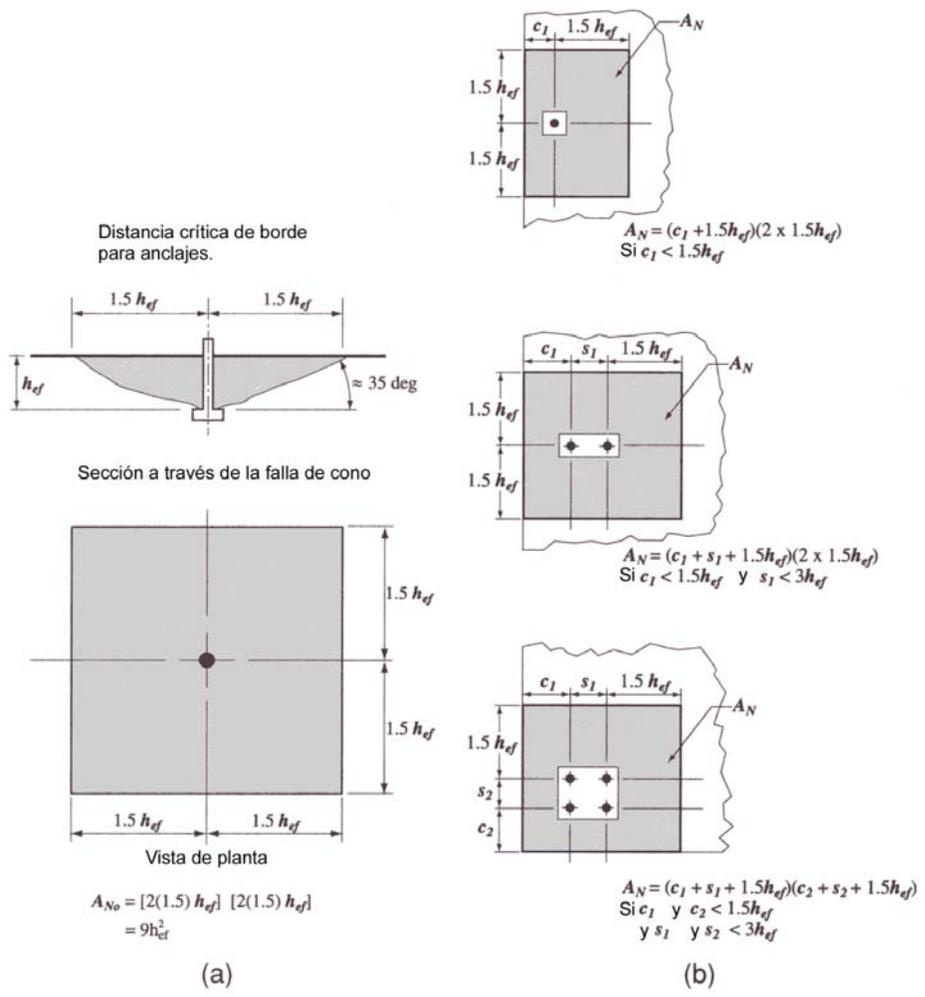
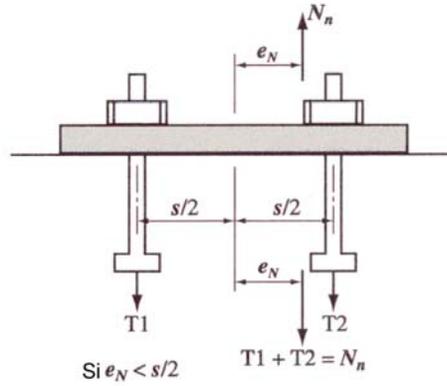
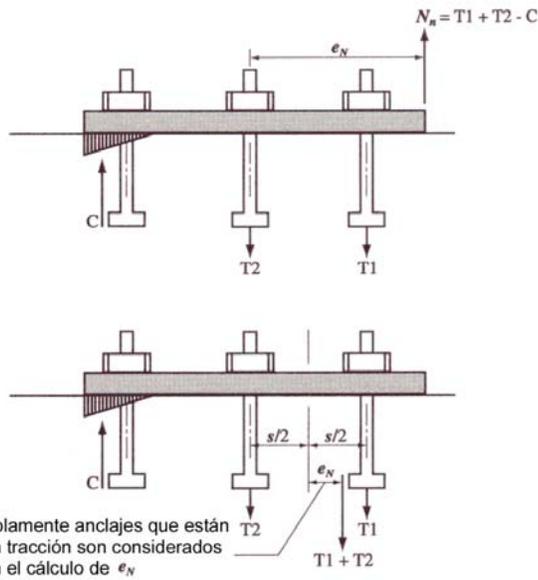


Fig. C - D3.1.3 (a) –Cálculo de A_{No} y (b) áreas proyectadas para un anclaje y un grupo de anclaje y el cálculo de A_N



(c) Cuando todo el grupo de anclajes está en tracción



(d) Cuando algunos anclajes del grupo están en tracción

Fig . C - D.3.1.3. (c y d) –Definición de la dimensión de e_N para grupos de anclajes.

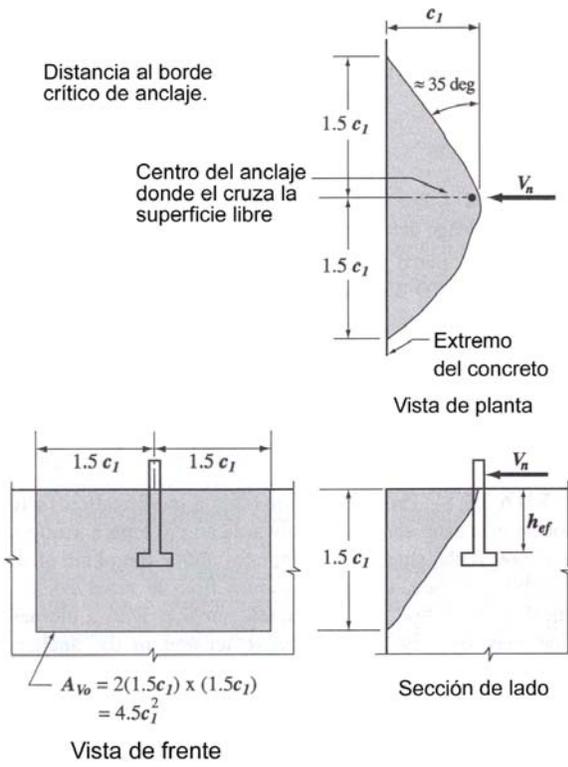


Fig. C -D3.2 (a) –Cálculo de A_{v0}

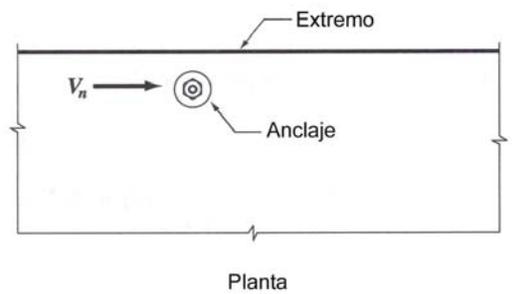


Fig. C -D3.2 (c) –Corte paralelo de un extremo.

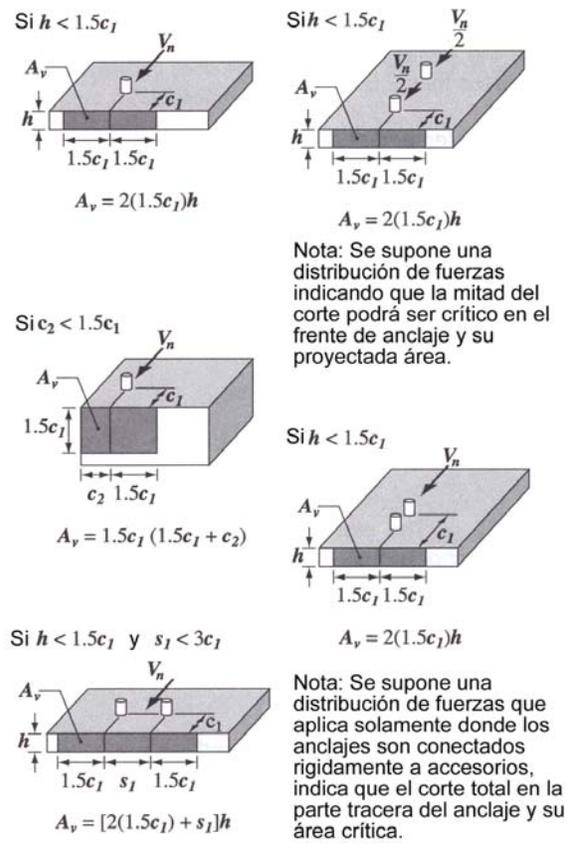


Fig. C -D3.2 (b) –Área proyectada para un simple anclaje y grupo de anclaje y el cálculo de A_v

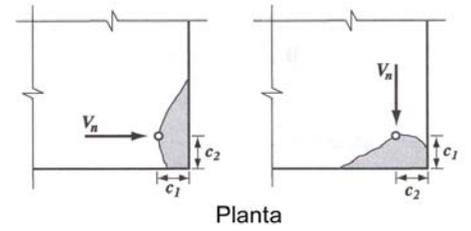


Fig. C -D3.2 (d) –Corte cerca de una esquina.

BIBLIOGRAFÍA

El Anexo C contiene las publicaciones especiales y las publicaciones de los Comités del ACI, también las Normas ASTM con las equivalencias conocidas con las Normas Venezolanas, así como las Normas del AWS. Se presentan a continuación las principales referencias utilizadas en el Comentario, pudiéndose ver otras referencias, a menudo de interés históricas o muy antiguas en el Commentary References del Código ACI 318-02.

AASHTO, 1998. AASHTO LRFD Bridge Specifications for Highway Bridges (2001 Interim Revision). American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ACI Committee 116, 2000. Cement and Concrete Terminology, ACI 116R-02. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2000, 58 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice.

ACI Committee 209, 1992. Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92; Designing for the Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, SP-27. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., págs. 51-93.

ACI Committee 307, 1998. Standard Specification for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys, ACI 307R-98 y ANSI/ACI 307-79. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 34 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

ACI Committee 311, 2000. Guide for Concrete Inspection, ACI 311.4R-00. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 12 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

ACI Committee 313, 1997. Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials, ACI 313R-97. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

ACI Committee 315, 1999. ACI Detailing Manual - 1999, SP66. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1999, 244 págs. También Details and Detailing of Concrete Reinforcement, ACI 315-92, y el Manual of Engineering Placing Drawings for Reinforced Structures, ACI 315R-94. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

ACI Committee 336, 1993. Design and Construction of Drilled Piers, ACI 336.3R-93. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 30 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

ACI Committee 347, 2001. Guide to Formwork for Concrete, ACI 34701. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1994, 33 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice.

ACI Committee 349, 2000. Reinforced Concrete Design for Thermal Effects on Nuclear Power Plant Structures, ACI 349.1, ratificada en 2000. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., American, 30 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

ACI Committee 350, 2001. Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary, ACI 35/350R.01. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 387 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

ACI Committee 350, 2001. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary, 350.3/350.3R01. American Concrete Institute Farmington Hills, MI, 52 págs.

ACI - ASCE Committee 352. Recommendations for Design of Beam- Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI 352R-02. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 37 págs; ACI 352R91 (Ratificada en 1997), 28 págs; ACI 352R-85, ACI Journal Proceedings, V.86, No. 3, May-June, 1985, pp. 266-83; ACI 352R76 (Ratificada en 1981), ACI Journal Proceedings, V.73 No. 7, July 1976, pp. 375-393.

ACI Committee 362, 1997. Design of Parking Structures, ACI 362.1R-97. American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 140 págs.

ACI Committee 408, 1990. Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension. ACI 408.1R90, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 3 págs. Ver también el ACI Manual of Concrete Practice.

ACI - ASCE Committee 445, 1998. Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.124, No. 12, págs. 1375-1417.

ACI Committe 543, 2000. Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles, ACI 543R-00. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 49 págs.

ACI, 1990. Design Handbook, Vol. 2—Columns, SP-17A(90). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 161-163 and 207-221.

ACI, 1991. ACI Design Handbook, V. 3 Two-Way Slabs, SP-17(91)(S), American Concrete Institute Farmington Hills, MI, 104 págs.

ACI-ASCE Committee 421, 1999. Shear Reinforcement for Slabs, ACI 421.1R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 15 págs.

Ali, M. Mir, 1997. Design of Foundations in Seismic Zones. Concrete International, ACI, January, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 44-48.

ANSI/ASCE, 2002. Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures, SEI/ASCE 7-02. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, 376 págs.

ANSI/ASCE, 1994 Standard for the Structural Design of Composite Slabs, ANSI 3-91. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia,.

ANSI-ASME, 1990. Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping, ANSI/ASME B 31.3-1990. American Society of Mechanical Engineers, Reston, Virginia.

Arcia Casañas, Jesús, 1949. Vocabulario para Edificios. Tip. Americana, Caracas.

Arnal H. y Neri de Toro E., 1997. Reforzamiento y Adecuación de edificios existentes en: Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Tema 15, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales.

ASCE, 2003. Seismic Evaluation of Existing Buildings. ASCE Standard No. 31-03. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 444 págs.

ASCE, 2003. Seismic Screening for Water and Water Facilities. American Society of Civil Engineers, Reston , Virginia, 187 págs.

ASME, 1992. Power Piping, ANSI/ASME B 31.1-1992. American Society of Mechanical Engineers, New York.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2002. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR 98 Enero. Bogotá

BOCA, 1996. BOCA National Building Code, 13th Edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL, 357 págs.

Bolívar, J., 2002. Aspectos éticos del ejercicio de la Ingeniería. Edificaciones Sismorresistentes de Concreto Armado, Seminario Técnico SIDETUR, Caracas. Noviembre, 31 págs.

British Standards Institution, 1972. Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Pan 1. Design Materials and Workmanship, CP110: Part 1, BSA, London, Nov., 154 págs.

Broms, C.E., 1990. Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates, ACI Structural Journal, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., págs. 696-705.

Calavera, J. Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. 2 tomos, 680 págs, INTEMAC, España.

Castilla, E., y Marinilli, A., 2000. Propiedades del acero de refuerzo para diseño sismorresistentes de estructuras Desastres Sísmicos en Desarrollo. Caracas 21 al 25 de febrero, págs. MD-7 a MD-21

CEB, 1997. Design of Fastening in Concrete. Comité Euro-International du Béton, CEB, Thomas Telford Services Ltd., Londres.

Centeno, N., y Cuevas, I., 2003. Evaluación de los Cambios Fundamentales en la Norma 1753-2002 "Norma Venezolana de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño" respecto a la versión 1753-1985. Tres tomos, UCAB, Junio. Caracas.

Comisión Ad-Hoc, FUNVISIS, 2001. Edificaciones Sismorresistentes. Norma Venezolana 1756-2001, FONDONORMA, Caracas, 232 págs.

FONDONORMA, 1999. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Norma Venezolana 1618:1998, Caracas, 565 págs.

Comité Europeo de Normalización, CEN, 1992. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte I-I: Reglas Generales y Reglas para Edificación. AENOR, Madrid, 213 págs.

Concrete Design Committee, 1995. Concrete Structures Standard, NZS 3101:1995, Part 1, 256 págs.; Commentary, Part 2, 264 págs; Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.

CSA, 1994. Design of Concrete Structures, CSA Standard A23.3.-94. CSA, Ottawa, Canada.

Ellingwood, B; Galambos, T.V.; MacGregor, J.G.; and Cornell, C.A., 1980. Development of a Probability Based Criterion for American National Standard A58. NBS Special Publication 577, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., June, 222 págs.

Fanella, D.A., and Munshi, J.A., 2000. Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces according to the 1997 UBC, EB117, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 186 págs.

Fanella, D.A., 2000. Seismic Detailing of Concrete Buildings, SP 382, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 69 págs.

Fanella, D.A., and Rabbat, B.G., 2002. Notes on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

Farrow, C.B., and Klingner, R.E., 1995. Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of existing Formulas on an LRFD Basis. ACI Structural Journal, V.92 No. 6, Nov-Dec, págs. 698-710.

FEMA, 2001. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 1: Provisions (FEMA 368, 444 págs) and Part 2 : Commentary (Fema 369, 374 págs). Building Seismic Safety Council, USA:

Fernández Cánovas, M., 1984. Patología y Terapéutica del Hormigón Armado. 2ª edición, Edit. Dossat. Madrid, 620 págs.

Fintel, M., Ghosh, S. K., and Iyengar, H., 1986. Column Shortening in Tall Buildings Prediction and Compensation, EB1087D, Portland Cement Association, 34 págs.

Fintel, M., 1969. Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures-Production of Inelastic Column Shortening, ACI Journal, Proceedings V. 66, N° 12, Diciembre, págs. 957-967.

FIP Commission 3, 1996. FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete. FIP Congress, SETO, London, England.

Frosch, R. J., 1999. Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, V. 96, No. 3, May-June, págs. 437-442.

Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasi, E. P., 1991. Welded Structural Wire Reinforcement for Columns. ACI Structural Journal, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., págs. 585-591.

Galambos, T.V.(editor) , 1998. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. Structural Stability Research Council, 5th edition, John Wiley and Sons, 911págs.

Gamble, W.L, 2003. Phi Factors, continued. Concrete International, May, págs. 91-92.

Gamble, W,L, 1998. ϕ -Factors and Other Anomalies. ACI Concrete International, August, págs. 56-58.

Grases, J., Gutiérrez, A., Rodríguez, D., and Parra, G.J, 2002. Historical Review and Proposal for Update of the Venezuelan Standards for Reinforced Concrete Structures, Structural Concrete of the Americas, A Workshop Sponsored by ACI International, Phoenix, Arizona. Oct 25-26 pp 20-21

Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D.,1994. Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups. ACI Structural Journal, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., págs. 211-220.

Grossfield, B., y Biornstiel, C., 1962 Test of T-Beam with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges. ACI Journal, Proceedings V.59, No.6, June 1962, págs 843- 851.

Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O.,1992. Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials. ACI Structural Journal, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., págs. 89-98.

Gutiérrez, A, 2003.Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Estructural según el Código ACI 318-2002 y la Propuesta SOCVIS para la Actualización de la Norma Venezolana 1753. VII Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, 12 al 14 Noviembre 2003, 11 págs.

Hanson, W.E. and Oglesby, D.D., 2003. Foundation Engineering. Judicious use of LRFD and ASD in Foundation Design. Structural Engineer, Mayo, págs. 18-22.

Hernández J. J., 1997. Desempeño estructural y espectros de diseño en: Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Tema 9, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas.

Hertlein, B.H., 2003. Chimney and Snack Inspection Guildelines. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, 136 págs.

Hsu T C., 1990. Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete. ASCE Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 116, No. 11, Nov., págs. 3206-3226.

Hurd. M. K. and ACI Committee 347, Formwork for Concrete, SP-4, 5th edition American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1989, 475 págs.

ICBO, 1997. Uniform Building Code, V. 2, "Structural Engineering Design Provisions", 1997 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, Calif., 492 págs.

ICC, 2000. International Building Code. International Code Council, Falls Church, VA, International Council.

Instituto Nacional de Normalización, 1993. Diseño Sísmico de Edificios, Norma Chilena NCh433.Of93

ISO/Technical Committee 71, 1998. Standard for the Simplified Design of Structural Reinforced Concrete for Building. Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. Santa Fé de Bogotá, 218 págs.

Jirsa, J.O.; Lutz, L.A.; and Gergely, P., 1979. Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension. Concrete International: Design & Construction, V. 1, No. 7. July, págs. 47-61.

Liu, X. L., Lee, H. M., and Chen, W. F., 1989. Shoring and Reshoring of High Rise Buildings. Concrete International, V. 10, Nº 1. Jan., págs. 64-68.

Lobo Quintero, W, 1997. Norma Venezolana para el Diseño Sismorresistente de Puentes. (Propuesta 1987)en Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, Julio; Documento E, págs. 393-450.

- Lubell, A., et al., 2004. Safe Shear Design of Large, Wide Beams. Concrete Internacional. ACI. January 2004. pp. 67-68
- Luna, José L., y Tena C., Arturo, 2002. Observaciones sobre algunos criterios de Diseño Sísmico de edificios con marcos de Concreto Reforzado. Revista de Ingeniería Sísmica. No. 66 1-43 p 43
- MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995. Design for Torsion. ACI Structural Journal. V. 92, No. 2, Mar.-Apr., págs. 211-218.
- MacGregor, J.G., 1976. Safety and Limit States Design for reinforced Concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, V.3. No.4, December, págs. 484-513.
- Marín, J. 2000. Traducciones del inglés. Términos confusos Ingeniería Civil Edificaciones. Caracas, Septiembre, 78 págs.
- Marín, J. y Güell, A., 1991. Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado. 2ª. Impresión revisada, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas. Venezuela. 222 págs.
- Marín, J. 1999. Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR de Edificaciones. Norma Venezolana 2004, Caracas, 122 págs.
- Marín, J. 1984. Computing Column, footing and Gates through moments of areas. Computer and Structures. Vol. 18, No. 2. Pergomon Press, pág 343-349
- Mast, R. F., 1968. Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections. Proceedings, ASCE, V. 94, No. ST6, June 1968, págs. 1485 -1504.
- Mast, R. F., 1992. Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members. ACI Structural Journal, V. 89, No. 2, March-April, págs. 185-199.; Discusión, ACI Structural Journal, March-April, págs. 591-593.
- Mirza, S.A., 2000. Study of Structural Safety of Reinforced Concrete Flexural and Compression Members (SP 196-8), ACI SP-196, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI págs. 141-173.
- Mueller, K., and Carter, Ch., 2003. The One-Third Stress Increase: Where is it now? Modern Steel Construction, October, págs. 22-28. Ver <http://www.aisc.org>.
- Naaman, A. E., 2004. Limits of Reinforcement 2002 ACI Code: Transition, Flaws, and Solution. ACI Structural Journal, V.101. No.2, March-April, págs 209-218
- Nowak, A.S., and Szerzen, 2001. Reliability-Based Calibration for Structural Concrete. Report UMCEE 01-04, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, November.
- NZ:3101:1995, Concrete Structures Standard. Part 1: Design of Concrete Structures. Part 2. Commentary on The design of Concrete Structures, 256 págs. .
- Okamura, H., et al., 1970. Elastic Frame Analysis - Corrections Necessary for Design of Short Concrete Columns in Braced Frames, ACI Journal, Proceeding V. 67, November, págs. 894-897.
- Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; and Breen, J.E., 1977. A Revaluation of Test Data on Development Length and Splices. ACI Journal Proceedings, V. 74 No. 3, March, págs. 114-122.
- Park, R., 2003. Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol 39 No.. 3 Sept, págs. 165-188
- Park, R., y Paulay, T., 1975. Reinforced Concrete Structures, John Wiley y Sons, New York, 769 pág
- Parra-Montesinos, G., Grases, J., Gutiérrez, Rodríguez, D., 2004, "Current Venezuelan Design Practice for Structural Wall and New Alternative for Reducing Reinforcement Detailing in Seismic-Resistant Wall Systems" "2nd Internacional Workshops "Structural Concrete in the America", Washington D.C. USA.

Parra-Montesinos, G., Grases, J., Gutiérrez, Rodríguez, D., 2002, "Historical Review and Proposal for Update of Venezuelan standards for Reinforced Concrete Building" Structural Concrete in the America ACI-318 Workshop, Phoenix AZ USA.

Paulay, T., Prestley, M.J.N., 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Wiley Intescience, 744 págs.

Paultre, P., and Mitchell. D., 2003. Code Provisions for High-Strength Concrete an International perspective. Concrete International, May, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 76-90.

Pauw, Adrian, 1960. Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density, ACI Journal, Proceedings, V. 32, N° 6, December, págs. 679-687.

PCA, 1959. Continuity in Concrete Building Frames. Portland Cement Association, Skokie, EB033D, , 56 págs..

PCA, 1972. Handbook of Frame Constants, EB034D. Portland Cement Association, Skokie, Ill., 34 págs.

PCA, 1992. Circular Concrete Tanks without Prestresing. Publication IS072. Portland Cement Association, Skokie, Ill, 52 págs.

PCA, 1997. Underground Concrete Tanks. Publication IS071, Portland Cement Association, Skokie, Ill , 4 págs.

PCA, 1998. Rectangular Concrete Tanks. Publication IS003, Portland Cement Association, Skokie, Ill , 182 págs.

PCA, 2002. Design of Liquid-Containing Concrete Structures for Earthquake Forces. Publication EB219, Portland Cement Association, Skokie, Ill , 60 págs.

PCI, 1992. Design Handobook- Precast and Prestressed Concrete, 4th Edition. Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 580 págs.

PDVSA 1993. Diseño Sísmico de Tanques Metálicos. PDVSA FJ-251. Especificaciones de Ingeniería.

Porrero, J., Ramos, C., Grases, J. y Velazco, G., 2003. Manual de Concreto Estructural. Fondo Editorial SIDETUR, Caracas, 504 págs.

Reineck, K.H., editor, 2002. Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models, SP-208. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 242 págs.

Riddell, R., Wood, S., and De La Llera, C., 1987. The 1985 Chile earthquake. Structural characteristics and damage statistic for the building inventory in Villa del Mar. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 534, University of Illinois.

Rivera de Uzcátegui, I., 1997. Evaluación presísmica de edificaciones bajas. Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Tema 14, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas.

Rodríguez, Denis, 2003. Acero de refuerzo en columnas. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 370. Caracas, Octubre- Noviembre-Diciembre. Págs, 74-77

Rodríguez, Denis, 2003. Detalles Sismorresistente de miembros estructurales. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 369. Caracas, Julio- Agosto-Septiembre. Págs, 42-47

Rodríguez, Denis, 2003. El Nodo viga-columna como miembro estructural de concreto armado. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 368. Caracas. Abril- Mayo-Junio. Págs, 66-69

Rodríguez, Denis, 2002. Muros estructurales. Diseño Sismorresistente. Revista Construcción, Cámara de la Construcción, No. 366. Caracas, Julio-Agosto- Septiembre, págs. 74 y 75.

Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990. Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement. ACI Structural Journal, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., págs. 191-198.

Saemann, J.C., y Washa, G.W., 1965. Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-place Slabs. ACI Journal, Proceedings V.61, No.11, Noviembre, págs. 1383-1409. Véase la discusión en el ACI Journal, June.

Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989. What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions). ACI Structural Journal, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., págs. 192-207.

SBSC, 1996. Standard Building Code. Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, Ala., 656 págs.

SEAOC, 1999. Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary. 7th Edition, Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 440 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 1998a. Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica. Parte I: Mapas de Iberoamérica de Corrosividad Atmosférica. Proyecto MICAT, XV.1-CYTED, 816 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 1998b. Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica. Parte II: Protección Aticorrosiva de Metales en las atmósferas de Iberoamérica .Red Temática Pátina,XV.D / CYTED., 791 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 2000. Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión de Estructuras de Hormigón Armado. Tercera edición. DURAR/ Red Temática XV.B Durabilidad de la armadura/ CYTED, 208 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 2003. Manual de Rehabilitación de Corrosión de Estructuras de Hormigón Armado. Reparación, Refuerzo y Protección. Rehabilitar/Red Temática XV.F/CYTED, 741 págs y CD.

Velásquez, José M, 1997. Las Estructuras de Fundación. Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, Julio; Tema 12, págs. 197-213.

Wight, J.K., and Parra-Montesinos, G.J, 2003. Strut-and-Tie Model for Deep Beam Design. Concrete International May American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 63-70

Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K.,1991. Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio. AC1 Structural Journal. V. 88, No. 4, July-Aug., págs. 555-563.

Zhu, S., and Jirsa, J. O.,1983. Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints. PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, July.