

# Norma COVENIN 1753-1(R) Año 2005

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

# ARTICULADO

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](mailto:sovinciv@sovinciv.com) / [sovinciv@gmail.com](mailto:sovinciv@gmail.com)  
(SOVINCIV canalizará dichas observaciones a FONDONORMA)

Cortesía de :



**INDICE GENERAL**

Pág.

<b>INTRODUCCION</b>	1
<b><u>PARTE 1 GENERALIDADES</u></b>	
<b>CAPITULO 1 Objeto Alcance y Responsabilidades.</b>	
1.1 Objeto.-----	1
1.2 Alcance.-----	2
1.3 Organización.-----	2
1.4 Disposiciones Especiales para Edificaciones Sismorresistentes.-----	2
1.5 Documentación del Proyecto.-----	2
1.6 Sistemas Estructurales o Constructivos no contemplados en el Alcance de la Norma.-----	3
<b>CAPITULO 2 Definición Notaciones y Unidades.</b>	
2.1 Definiciones.-----	3
2.2 Notación.-----	9
2.3 Unidades.-----	19
<b><u>PARTE 2</u></b>	
<b>CAPITULO 3 Materiales.</b>	
3.1 Alcance.-----	20
3.2 Cementos.-----	20
3.3 Agregados.-----	20
3.4 Agua.-----	21
3.5 Aditivos.-----	21
3.6 Acero de Refuerzo.-----	21
3.7 Soldaduras.-----	24
<b>CAPITULO 4 Requisitos de Durabilidad del Concreto.</b>	
4.1 Alcance.-----	24
4.2 Relación Agua / Cemento.-----	24
4.3 Exposición y Condiciones especiales.-----	25
4.4 Protección contra la Corrosión.-----	26
<b><u>PARTE 3</u></b>	
<b>CAPITULO 5 Dosificación, Mezclado, Vaciado y Calidad del Concreto.</b>	
5.1 Alcance.-----	27
5.2 Resistencia del Concreto.-----	27
5.3 Dosificación de la Mezcla de Concreto.-----	27
5.4 Dosificación con base a Experiencias previas en Mezclas de Tanteo, o Ambas.-----	28
5.5 Dosificación por Medio de la Relación Agua / Cemento.-----	31
5.6 Reducción de la Resistencia Promedio.-----	31
5.7 Mezclado y Vaciado del Concreto.-----	31
5.8 Curado.-----	33
5.9 Evaluación y Aceptación.-----	33
5.10 Columnas con Concretos de Mayor resistencia.-----	35

<b>CAPITULO 6 Encofrados, Tuberías, Embebidas y Juntas de Construcción.</b>	
6.1 Alcance.-----	35
6.2 Diseño de los Encofrados.-----	36
6.3 Desencofrado y desapuntalamiento.-----	36
6.4 Tuberías y Conductos Embebidas en Concreto.-----	36
6.5 Juntas de Construcción.-----	37
<b>CAPITULO 7 Requisitos para el Detallado del Acero de Refuerzo.</b>	38
7.1 Alcance.-----	
7.2 Detallado del Acero de Referazo.-----	
7.3 Detalles Especiales para columnas.-----	38
7.4 Conexiones y Nodos.-----	41
7.5 Refuerzo Transversal en Miembros Comprimidos.-----	41
7.6 Refuerzo Transversal en Miembros Solicitados a Flexión.-----	42
7.7 Refuerzo por Retracción de Fraguado.-----	43
7.8 Requisitos de Integridad Estructural.-----	43
7.9 Practicas Constructivas.-----	43
	44
<b><u>PARTE 4 REQUISITOS GENERALES</u></b>	
<b>CAPITULO 8 Análisis y Diseño. Consideraciones Generales.</b>	
8.1 Alcance.-----	46
8.2 Métodos de Análisis estructural.-----	46
8.3 Rigidez.-----	46
8.4 Redistribución de Momentos Negativos en Miembros Continuos. Solicitado a Flexión.-----	46
8.5 Modulo de Elasticidad y Coeficiente de Poisson.-----	47
8.6 Luz de Cálculo.-----	47
8.7 Acciones.-----	47
8.8 Estructuras Aportricadas.-----	48
8.9 Vigas T.-----	48
8.10 Losas Nervadas.-----	49
8.11 Revestimiento de Pisos.-----	50
<b>CAPITULO 9 Requisitos para los Estados Límites.</b>	
9.1 Alcance.-----	51
9.2 Método de los Estados Límites.-----	51
9.3 Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente.-----	51
9.4 Resistencias de Diseño.-----	52
9.5 Resistencia de Acero de Refuerzo.-----	54
9.6 Estado Límite de Servicio.-----	54
<b>CAPITULO 10 Flexión y Cargas Axiales.</b>	
10.1 Alcance.-----	58
10.2 Hipótesis de Diseño.-----	59
10.3 Diseño por Flexión.-----	60
10.4 Diseño por Carga Axial.-----	62
10.5 Diseño por Flexión y Carga Axial Simultáneamente.-----	63
10.6 Efectos de Esbeltez.-----	63
10.7 Miembros Mixtos Solicitados a Compresión.-----	66
10.8 Resistencia al Aplastamiento.-----	68

<b>CAPITULO 11 Corte y Torsión.</b>	
11.1 Alcance.-----	68
11.2 Corte. -----	68
11.3 Resistencia del Concreto al Corte.-----	69
11.4 Resistencia del Acero de Refuerzo al Corte.-----	70
11.5 Torsión.-----	72
11.6 Corte por Fricción.-----	74
11.7 Requisitos Especiales para Vigas-Pared.-----	76
11.8 Requisitos Especiales para Ménsulas, Consolas y Soportes Similares.-	76
11.9 Requisitos Especiales para Losas, Placas y Zapatas.-----	77
11.10 Corte en Nodos Viga-Columna de Edificaciones con Nivel de Diseño ND1.-----	81
11.11 Corte en Columnas Cautivas.-----	81
<b>CAPITULO 12 Longitudes de Transferencia.</b>	
12.1 Alcance.-----	81
12.2 Longitud de Transferencia del Acero de Refuerzo.-----	81
12.3 Empalmes del Acero de Refuerzo Longitudinal.-----	86
12.4 Anclaje del Acero de Refuerzo.-----	90
<b>CAPITULO 13 Placas.</b>	
13.1 Alcance.-----	92
13.2 Criterios Generales.-----	92
13.3 Análisis Estructural-----	93
13.4 Acero de Refuerzo.-----	93
13.5 Aberturas en Placa.-----	95
<b>CAPITULO 14 Muros Estructurales.</b>	
14.1 Alcance.-----	95
14.2 Requisitos Generales.-----	95
14.3 Criterios de Diseño.-----	97
14.4 Muros Estructurales con Nivel de Diseño ND1.-----	98
14.5 Muros Estructurales con Nivel de Diseño ND3.-----	100
14.6 Miembros de Borde.-----	100
14.7 Dinteles de Acoplamiento.-----	102
<b>CAPITULO 15 Fundaciones.</b>	
15.1 Alcance.-----	103
15.2 Estados Límites.-----	103
15.3 Materiales.-----	104
15.4 Requisitos Generales.-----	104
15.5 Zapatas y Cabezales.-----	106
15.6 Vigas de Riostra.-----	108
15.7 Losas Apoyadas Sobre el Terreno.-----	108
15.8 Pilotes y Pilas de Concreto Estructural.-----	108
15.9 Muros y Estructuras de Contención.-----	109

<b>CAPITULO 16 Miembros Compuestos de Concreto Solicitados a Flexión.</b>	
16.1 Alcance .....	109
16.2 Generalidades.	
16.3 Apuntalamiento.	
16.4 Resistencia al Corte Vertical.	
16.5 Resistencia al Corte Horizontal.	
16.6 Acero de Refuerzo por Corte Horizontal.	
<b>CAPITULO 17 Evaluación de Estructuras Existentes.</b>	
17.1 Alcance .....	110
17.2 Evaluación de la Seguridad.	
17.3 Información Necesaria.	
17.4 Evaluación Analítica.	
17.5 Pruebas de Carga.	
17.6 Criterios de Aceptación.	
17.7 Disposiciones para Reducir la Intensidad de Carga.	
17.8 Medidas de Seguridad.	
<b>CAPITULO 18 Requisitos Especiales para el Diseño Sismo resistente.</b>	114
18.1 Alcance.	114
18.2 Requisitos Generales.	115
18.3 Nivel de Diseño ND3. Miembros Solicitados a Flexión.	115
18.4 Nivel de Diseño ND3. Miembros Solicitados a Flexión y Carga Axial.	117
18.5 Nivel de Diseño ND3. Nodos Viga-Columna.	121
18.6 Nivel de Diseño ND3 y ND2 Diafragmas, Cerchas, Amarres y Miembros Colectores.	123
18.7 Nivel de Diseño ND2. Miembros Solicitados a Flexión.	124
18.8 Nivel de Diseño ND2. Miembros Solicitados a Flexión y Carga Axial.	125
18.9 Nivel de Diseño ND2. Nodos Viga-Columna.	127
18.10 Miembros de Pórticos que no Forman Parte del Sistema Resistente a Sismos.	127
<b>CAPITULO 19 Miembros estructurales de Concreto Simple o no reforzado.</b>	128
19.1 Alcance.	128
19.2 Limitaciones.	128
19.3 Juntas.	129
19.4 Métodos de diseño	129
19.5 Diseño de estados límites de agotamiento resistente	129
19.6 Muros	131
19.7 Zapatas.	132
19.8 Pedestales	132
<b>Anexo "A" METODO DE LAS BIELAS (Normativo)</b>	133
A.1 Alcance.	
A.2 Modelo Estructural	
A.3 Resistencia de la Bielas Comprimidadas	
A.4 Resistencia de la Bielas Traccionadas	
A.5 Resistencia de la Zonas nodales	

<b>Anexo "B" PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO DE LOS ESTADOS LIMITES (Normativo)</b>	136
B.1 Alcance.	
B.2 Solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente	
B.3 Resistencias de diseño	
B.4 Solicitaciones y Resistencias para el estado límite de servicio	
<b>Anexo "C" REFERENCIAS NORMATIVAS Y BIBLIOGRAFICAS (Normativo)</b>	139
<b>Anexo "D ANCLAJES DE CONCRETO (Normativo)</b>	142
<b>Anexo "F" TANQUES Y RECIPIENTES DE CONCRETO (Normativo)</b>	149

## INTRODUCCIÓN

Con un formato y organización similar al de la Norma COVENIN 1753:1987, el alcance del presente documento se ha extendido.

A diferencia del Código ACI 318 vigente, los requisitos de diseño sismorresistentes están integrados en todo el Articulado. Esto se refleja en el Capítulo 18, cuyo ordenamiento es ahora más racional. Este aspecto también se refleja en el diseño de fundaciones, el cual se trata en el Capítulo 15.

En el Capítulo 9 se acogen los nuevos factores de mayoración de solicitaciones y de minoración de resistencias. El uso de los antiguos factores se autoriza y se retiene en el nuevo **Apéndice B**.

En la Sección 8.4, así como el Capítulo 18, se mantiene el cálculo de la rigidez de miembros según la hipótesis de las secciones no agrietadas. El empleo de secciones agrietadas colide con las hipótesis implícitas en la Norma 1756, *Edificaciones Sismorresistentes*, por lo que resulta necesaria una revisión que logre la necesaria coherencia entre las dos Normas.

Entre los cambios mas importantes del ACI 318-02, está la definición de secciones de miembros según su comportamiento. Estos se incorporan en el Capítulo 10, en el cual se establece una nueva manera de evaluar los efectos de esbeltez. Los Capítulos 3 a 5 que tratan sobre los materiales, han recogido los cambios de las Normas COVENIN sobre especificaciones y ensayos de materiales de los últimos veinte años. Igualmente, para el cálculo de las longitudes de transferencia de tensiones de adherencia, se proponen formulas para salvar discontinuidades en la formulación del ACI 318.

En el Capítulo 14 se integra el diseño de los muros, sean sismorresistentes o no. Para el diseño sismorresistente se propone un nuevo método que incluye el caso de los dinteles de acoplamiento.

Sobre la evaluación de estructuras existentes y pruebas de cargas el Capítulo 17 queda integrado a otras Normas COVENIN, congruente con el concepto de integridad estructural del Capítulo 7.

Con todas las limitaciones allí indicadas, en el Capítulo 19 se introduce por vez primera el uso del 'concreto simple', es decir sin refuerzo. Este tiene un ámbito de aplicación más limitado que el autorizado por el Comité ACI 318. Los anexos informativos E y F amplían las aplicaciones del concreto estructural a tanques y pavimentos respectivamente; sin ser exhaustivos, constituyen una guía para el usuario de la Norma .

Si bien en años recientes se aprobó la Norma Venezolana COVENIN 2004 sobre la terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR, en este nuevo documento se han recogido más de 100 vocablos para facilitar la comprensión de los textos. Igualmente, en el Artículo 2.2, Notación, se recoge la simbología empleada la cual se extiende a unos 350 símbolos, organizados según letras latinas y griegas, con sus correspondientes subíndices, y significado.

## PARTE 1 GENERALIDADES

### CAPÍTULO 1 OBJETO, ALCANCE Y RESPONSABILIDADES

#### 1.1 OBJETO

Esta Norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Se aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales. Las obras temporales o provisionales deberán cumplir con las disposiciones de esta Norma.

## 1.2 ALCANCE

Cuando sea procedente, esta Norma o alguna de sus partes, se aplicará al proyecto, construcción, inspección, supervisión y mantenimiento de estructuras para silos, elevadores de granos, depósitos, estructuras a pruebas de explosivos, y otras obras civiles, sin perjuicio de otros criterios técnicos específicos para los fines de cada obra.

Quedan excluidas de esta Norma:

- Los concretos con resistencias especificadas en el proyecto mayores de  $600 \text{ kgf/m}^2$ .
- Los concretos con pesos unitarios inferiores a  $1400 \text{ kgf/m}^3$ .
- Los concretos con resistencia especificada en compresión mayores  $600 \text{ kgf/cm}^2$ .
- Los miembros expuestos a temperaturas superiores a los  $100 \text{ }^\circ\text{C}$ .
- Las estructuras o miembros de concreto pre o postensado.
- Los sistemas estructurales constituidos por miembros prefabricados.

El concreto utilizado en las construcciones mixtas acero – concreto cumplirá con las disposiciones de esta Norma. Los miembros mixtos de acero - concreto no incluidos dentro de esta Norma se regirán por la Norma COVENIN 1618. Se incluyen dentro del alcance de la presente Norma los siguientes miembros de estructuras mixtas acero – concreto:

- Las columnas mixtas acero – concreto cuando el área del perfil de acero estructural es menor del cuatro por ciento (4%) del área total de la columna mixta. Véase el Artículo 10.7.
- Las losas de concreto vaciadas sobre láminas de metal acanaladas (sofite metálico) proyectadas y construidas sin considerar la acción conjunta acero – concreto. Véase el Capítulo 16.

## 1.3 ORGANIZACIÓN

Esta Norma está constituida por el Articulado, sus Apéndices y el Comentario. Cuando los dígitos del Articulado aparecen subrayados éstos tienen comentario. En el Comentario, denotado por C, se encuentran razones, explicaciones adicionales y figuras que complementan el Articulado y ayudan a la interpretación y uso de esta Norma, incluyéndose referencias especializadas. Las Tablas y Figuras se identifican con los dígitos correspondientes a la división donde se citan.

Los Capítulos de la presente Norma se han agrupado en Partes, y cada Capítulo comprende Artículos, Secciones, Subsecciones y Acápites identificados respectivamente con uno o más dígitos y letras.

## 1.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

Adicionalmente a los requisitos generales del proyecto de concreto contenidos en esta Norma, las edificaciones deberán cumplir con las disposiciones especiales de diseño sismorresistentes de acuerdo el Nivel de Diseño. Los Niveles de Diseño, ND, requeridos en las distintas zonas sísmicas serán los establecidos en la Norma COVENIN 1756.

Las edificaciones con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con los requisitos de detallado para obtener la integridad estructural definida en el Artículo 7.8, el Artículo 11.10 en lo que respecta al diseño de los nodos, y solamente cumplirá con los Artículos correspondientes del Capítulo 18 en los casos exigidos por la Norma COVENIN 1756, Las edificaciones con Nivel de Diseño ND2 o ND3 cumplirán con los requisitos del Capítulo 18.

## 1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

Para los efectos de esta Norma, se denomina proyecto estructural al conjunto de documentos elaborados bajo la responsabilidad del Ingeniero Estructural a cargo del mismo, quien indicará los detalles necesarios y suficientes para la construcción de una obra dentro de las condiciones establecidas en esta Norma y cualquier otra aplicable, en particular la Norma COVENIN 2002

El proyecto estructural debe contener como mínimo los siguientes documentos:

- a. Planos estructurales.

- b. Cálculos estructurales, con descripción del modelo matemático de la estructura, las acciones y sollicitaciones y los parámetros de calidad de los materiales.
- c. Memoria Descriptiva Estructural, que incluye las fuentes de información utilizadas para el proyecto y el alcance de la responsabilidad asumida por el proyectista.
- d. Especificaciones Constructivas Estructurales, con suficiente información para establecer el Plan de Aseguramiento de Calidad acorde con el Nivel de Diseño sismorresistente y el contrato de construcción de la obra.
- e. Cómputos Métricos Estructurales, codificados según las Partidas de la Norma COVENIN 2000 y sus suplementos.
- f. Copia del Informe de Suelos y Fundaciones, según lo dispuesto en el Capítulo 15 de la presente Norma.

De conformidad con lo dispuesto en la Norma COVENIN 2002, cualquier información técnica requerida por terceros para la adquisición de los materiales y que pueda comprometer la calidad y la seguridad de la edificación, deberá ser indicada en los planos, especificaciones, cómputos métricos y otros documentos del proyecto por los respectivos profesionales en sus áreas de competencia. Véase Artículo 1.8.

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

Los patrocinadores de cualquier sistema estructural o de construcción en concreto estructural no contemplado dentro del alcance de esta Norma, o que no cumple con todas las disposiciones de la presente Norma o no esté explícitamente tratado en la misma, pero cuya idoneidad técnica, especialmente en regiones sísmicas, haya sido demostrada por el éxito en su empleo o en estudios experimentales, tendrán la obligatoriedad de presentar los datos que sustentan su diseño y seguridad a la Autoridad Competente.

Los ensayos de los sistemas y materiales serán realizados de acuerdo con las Normas Venezolanas correspondientes y, en su defecto, con aquellas que han sido promulgadas por organismos extranjeros de reconocida competencia aceptadas por la Autoridad Competente. Véase el Artículo 18.1.

## CAPITULO 2 DEFINICIONES, NOTACIÓN Y UNIDADES

### 2.1 DEFINICIONES

Para los propósitos de esta norma, aplican las siguientes definiciones.

**2.1.1 ábaco:** Incremento del espesor de la losa sobre columnas o capiteles.

**2.1.2 acero de refuerzo:** Conjunto de barras, mallas o alambres que cumplen con el Artículo 3.6 y que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste. También denominado: acero de refuerzo.

**2.1.3 acero de refuerzo con resaltos:** Barras, mallas y alambres con resaltos (Sección 3.6.2).

**2.1.4 aditivo:** Materiales diferentes del cemento hidráulico, agregados o agua que se incorporan al concreto, en cantidades estrictamente controladas, antes o durante su mezcla, para modificar algunas de sus propiedades sin perjudicar su durabilidad. (Artículo 3.6)

**2.1.5 agregado:** Material granular inerte, el cual se mezcla con cemento hidráulico y agua para producir concreto (Artículo 3.3).

**2.1.6 agregado liviano:** Agregado con un peso seco suelto no mayor que  $1120 \text{ kgf/m}^3$ .

**2.1.7 alambre:** Acero de refuerzo que cumple con las especificaciones de la Norma COVENIN 505.

**2.1.8 altura útil:** En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo en tracción.

**2.1.9 anclaje:** Longitud del refuerzo, o de un anclaje mecánico, o de un ganchura o de una combinación de los mismos, necesaria para transmitir las tensiones de la barra a la masa de concreto. Elemento de acero colocado antes del vaciado del concreto o en el concreto endurecido para transferir las cargas aplicadas. Se consideran anclajes: los pernos con cabeza, pernos con ganchuras, espárragos con cabeza, pernos de expansión y pernos con entalladuras.

**2.1.10 anclaje mecánico:** Variedad de anclaje. Puede usarse para complementar una longitud de transferencia insuficiente.

**2.1.11 área proyectada:** Área de la superficie libre del concreto que se utiliza para representar la base mayor de la superficie de falla linealizada.

**2.1.12 aseguramiento de la calidad:** Conjunto de acciones planificadas y sistemáticas necesarias para propiciar la confianza adecuada de que un producto o servicio cumple con los requisitos de calidad establecidos.

**2.1.13 autoridad competente:** Entidad de carácter oficial que según las Leyes de la República tengan atribuciones y jurisdicción sobre el control del cumplimiento de Leyes, Normas, Reglamentos, Ordenanzas y otros documentos legales pertinentes a la construcción de obras civiles.

**2.1.14 barra:** Acero de refuerzo que cumple con las especificaciones correspondientes de la Sección 3.6.2.

**2.1.15 barras arriostradas:** Barras abrazadas por acero de refuerzo transversal debidamente ancladas.

**2.1.16 cabilla:** Véase barra.

**2.1.17 carga persistente:** También denominada carga persistente. Solicitaciones de servicio que permanecen sin mayores alteraciones durante largo tiempo.

**2.1.18 cargas mayoradas:** Cargas de servicio multiplicadas por los factores de mayoración indicadas en el Capítulo 9, correspondientes al material utilizado.

**2.1.19 cemento para mampostería:** Cemento hidráulico que contiene uno o más de los siguientes materiales: cemento Pórtland, cemento de escoria de alto horno, puzolanas, cemento natural, cemento de escoria o cal hidráulica; además, usualmente es mezclado con uno o más de los siguientes materiales finamente molidos: cal hidratada, caliza, tiza, talco, arcillas u otros.

**2.1.20 clase de concreto:** Diferenciación entre concretos de diferente resistencia dentro de una misma obra.

**2.1.21 columna:** Miembro estructural utilizado principalmente para soportar cargas de compresión, acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión transversal.

**2.1.22 combinaciones de solicitaciones:** Son las combinaciones de las solicitaciones mayoradas especificadas en el Capítulo 9.

**2.1.23 concreto:** Mezcla de cemento Pórtland o de cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos, que cumpla con los requisitos de los Capítulos 4 y 5.

**2.1.24 concreto en masa:** Volumen suficientemente grande de concreto, como para requerir previsiones que minimicen el efecto del calor de hidratación generado por el fraguado del cemento.

**2.1.25 concreto estructural:** Concretos usados para propósitos estructurales, incluyendo los concretos simples y los reforzados.

**2.1.26 concreto estructural liviano:** Concreto que contiene agregado liviano cuyo peso unitario secado al aire, determinado según lo especificado en la Norma COVENIN 1975, no exceda de 1800 kgf/m<sup>3</sup>. En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se denomina concreto totalmente liviano y un concreto liviano cuyos agregados finos sean arenas de peso normal se denomina concreto liviano con arena (Capítulo 3).

**2.1.27 concreto prefabricado:** Concreto sin reforzar o armado que ha sido vaciado en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

**2.1.28 concreto reforzado:** Concreto estructural con porcentajes mínimos de acero de refuerzo no menor que los especificados en esta Norma, diseñado bajo la suposición de que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales está sometido. También denominado: concreto reforzado.

**2.1.29 concreto simple:** Concreto sin refuerzo usados con fines estructurales.

**2.1.30 conectores de corte:** Son refuerzos metálicos cuya función primordial es transmitir la fuerza cortante horizontal en juntas frías de concreto.

**2.1.31 conjunto de anclajes:** Número de anclajes con aproximadamente la misma profundidad de anclaje efectivo y con una separación entre anclajes adyacentes de al menos 3 veces su longitud de anclaje.

**2.1.32 construcción compuesta:** Construcción constituida por elementos de concreto prefabricados y/o contruidos en sitio, vaciados en diferentes etapas, o interconectados de modo que actúen como una unidad.

**2.1.33 cuantía geométrica:** Parámetro adimensional que relaciona el área del acero de refuerzo con el área de concreto, total o útil.

**2.1.34 cuantía mecánica:** En concreto reforzado, parámetro adimensional que resulta de multiplicar la cuantía geométrica por la razón entre las resistencias especificadas del acero de refuerzo y el concreto estructural.

**2.1.35 curado del concreto:** Procedimiento que asegura la temperatura y humedad necesarias para que se cumplan los procesos de fraguado y endurecimiento del concreto de acuerdo con la Norma COVENIN 338.

**2.1.36 desplazamiento de diseño:** Es el desplazamiento total esperado para el sismo de diseño, según se estipula en la Norma COVENIN 1756

**2.1.37 detallado:** Consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las barras de refuerzo, y listas de barras que se utilizar para fabricar y colocar el acero de refuerzo en los miembros estructurales

**2.1.38 distancia al borde:** En anclajes, la distancia entre el borde de la superficie de concreto y el centro del anclaje más próximo.

**2.1.39 efecto de esbeltez:** Reducción de la resistencia de un miembro sometido a compresión axial o flexo compresión, debido a que su longitud es grande en comparación con las dimensiones de la sección transversal.

**2.1.40 elemento dúctil de acero:** En el Apéndice D, elemento de acero con un alargamiento al menos igual al 14% y una reducción en área de al menos 30%. Los elementos de acero que cumplen con la Norma ASTM A307 se consideran dúctiles. Las barras de refuerzo se considerarán dúctiles cuando cumplan con los requisitos de la norma COVENIN 316.

**2.1.41 elemento frágil de acero:** En el Apéndice D, elemento de acero con un alargamiento menor del 14% o cuya reducción de área es menor del 30%, o ambas.

**2.1.42 empalme por solape:** Unión normalizada de dos barras opuestas y paralelas embebidas en un miembro de concreto reforzado para transferir entre ellas fuerzas axiales de tracción o compresión.

**2.1.43 empalme soldado total:** Es la unión soldada a tope de barras con capacidad para desarrollar en tracción al menos un  $1.25 F_y$  de las barras.

**2.1.44 esfuerzo:** Úsese la acepción moderna tensión.

**2.1.45 espárrago:** Conector de corte constituido por una barra corta de acero ensanchada en su extremo superior, que se suelda al ala superior de los perfiles y queda embutida en el concreto.

**2.1.46 espigas:** Barras que se solapan al acero de refuerzo longitudinal de la zapata y a la del pedestal para la transmisión de corte.

**2.1.47 estribo:** Refuerzo transversal usado para confinar el concreto y resistir las tensiones de corte y torsión estructurales. Generalmente el término “estribo” se reserva para el refuerzo transversal de las vigas y el de “ligadura” para el refuerzo transversal de las columnas.

- 2.1.48 estribo cerrado:** Estribo con ganchuras estándar en sus dos extremos que abraza tres o más barras.
- 2.1.49 estribos o ligaduras de una rama:** Son barras rectas con ganchuras en sus dos extremos que abrazan dos barras.
- 2.1.50 estructura mixta acero-concreto:** Es un sistema estructural constituido predominantemente por miembros mixtos. Las vigas, losas, y muros mixtos acero concreto son tratadas en la Norma COVENIN 1618.
- 2.1.51 factor de longitud efectiva:** Factor adimensional que modifica la longitud libre del miembro.
- 2.1.52 factor de minoración:** Factor empleado para reducir la resistencia teórica y obtener la resistencia de diseño. Véase el Capítulo 9.
- 2.1.53 franja central:** Es la franja intermedia de placa limitada lateralmente por dos franjas de columna.
- 2.1.54 franja de columna:** A los efectos de diseño, es aquella franja que tiene un anchura especificado a cada lado del eje de la columna y la viga, si la hubiere.
- 2.1.55 ganchura estándar:** Doble en el extremo de una barra con un ángulo y extensión determinada.
- 2.1.56 grouting:** Morteros usados como relleno para la nivelación de equipos o reparaciones. Pueden ser expansivos o hasta de retracción compensada.
- 2.1.57 grupo de barras:** Agrupamiento de hasta 4 barras individuales según el Nivel de Diseño, ND.
- 2.1.58 junta:** Indentación ó aserrado intencional en una estructura de concreto con el fin de crear un plano débil con lo cual se regula la fisuración que resulta de cambios dimensionales en diferentes partes de la estructura.
- 2.1.59 junta viga - columna:** Volumen de concreto común a dos o mas miembros que se interceptan. Equivalente a nodos.
- 2.1.60 ligaduras:** Véase estribos.
- 2.1.61 longitud de desarrollo.** Véase longitud de transferencia.
- 2.1.62 longitud de transferencia:** Longitud del acero de refuerzo embebido en el concreto, requerida para desarrollar la resistencia prevista en el diseño del refuerzo en una sección crítica. Anteriormente designada longitud de desarrollo.
- 2.1.63 longitud de anclaje para una barra con ganchura estándar:** Es la distancia mas corta entre la sección crítica donde se inicia la longitud de transferencia de tensiones y una tangente al borde exterior del ganchura de 90°.
- 2.1.64 longitud no arriostrada:** Distancia entre las secciones arriostradas consecutivas de un miembro.
- 2.1.65 losa maciza:** Estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección.
- 2.1.66 losa nervada:** Estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una losa maciza de pequeño espesor.
- 2.1.67 losa reticular:** Placa nervada con nervios en dos direcciones ortogonales separados a distancias normalizadas.
- 2.1.68 método de las bielas:** Modelado de un miembro estructural, o de una región D del mismo, como viga de celosía capaz de transferir las solicitaciones mayoradas a sus apoyos o las regiones B adyacentes.
- 2.1.69 miembros colectores:** Miembros dispuestos para transmitir las fuerzas inerciales del diafragma a los miembros verticales del sistema resistente a sismos.

**2.1.70 miembros compuestos de concreto solicitados a flexión:** Miembros de concreto sujetos a flexión, formados por elementos prefabricados o vaciados en sitio, construidos en diferentes vaciados, pero interconectados de tal manera que todos los elementos actúen como una unidad.

**2.1.71 miembro de borde:** Son las partes de muros ó diafragmas a lo largo de sus bordes, con refuerzo longitudinal y transversal, con o sin incremento de espesor. Los bordes de aberturas en muros y diafragmas pueden requerir este tipo de miembros.

**2.1.72 miembros estructurales de concreto simple:** Son miembros estructurales de concreto sin acero de refuerzo que satisfacen los requerimientos del Capítulo 19.

**2.1.73 miembros mixtos:** Son los miembros formados por perfiles de acero estructural o tubos y concreto, conectados de tal manera que ambos materiales actúen como una unidad.

**2.1.74 módulo de rotura:** Ver resistencia a la tracción por flexión.

**2.1.75 muro de concreto simple:** Es un muro sin acero de refuerzo, de uso restringido, que satisface los requisitos del Capítulo 19.

**2.1.76 muro estructural:** Es aquel muro especialmente diseñado para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por las acciones sísmicas y/o las acciones gravitacionales. De acuerdo a sus dimensiones puede predominar en su diseño el comportamiento por flexión o por corte.

**2.1.77 muro divisorio:** Son muros de concreto reforzado que no forman parte del sistema resistente a cargas verticales, pero que pueden estar solicitados por momentos y fuerzas cortantes (Sección 14.2.7).

**2.1.78 nivel de diseño:** Es un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

**2.1.79 nodo:** En el Método de las Bielas, es la intersección de los ejes de los miembros que conforman la viga de celosía que modela un miembro o una región D. Ver junta viga-columna.

**2.1.80 núcleo de concreto:** Muestra de concreto, generalmente cilíndrica, extraída de miembros ya endurecidos con fines de verificación de su resistencia y/o composición. Frecuentemente designado: core drill.

**2.1.81 panel:** Parte de la placa limitada en todos sus bordes por los ejes de columnas, vigas, o muros.

**2.1.82 pedestal:** Miembro vertical de compresión cuya relación de altura libre a la menor dimensión lateral promedio no exceda 3.

**2.1.83 perno con ganchura:** Perno instalado antes del vaciado del concreto, anclado por trabazón mecánica de un ganchura en uno de sus extremos, doblado a 90 ó 180 grados.

**2.1.84 perno expansivo:** Anclaje instalado en concreto endurecido, que transfiere las cargas por aplastamiento directo o fricción.

**2.1.85 piso o nivel:** Cada una de las plantas que integran una edificación. Actúa como diafragma horizontal en el sistema estructural que resiste las cargas laterales. Conjunto de miembros de la superestructura tales como las losas, placas y vigas destinadas a resistir las cargas verticales normales a su plano.

**2.1.86 placa:** Toda pieza de pequeño espesor comparado con sus otras dimensiones, y que, por sus especiales condiciones de apoyo, esté sometida a un estado doble de flexión.

**2.1.87 placa nervada:** Placa construida con un reticulado ortogonal de viguetas de sección en T o en doble T, vaciada en sitio, cuyos nervios estén solidarizados entre sí por una losa continua o dos, una superior y otra inferior, que constituyan las alas de la sección citada.

**2.1.88 pórticos arriostrados:** Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a cargas laterales se controla por medio de miembros diagonales o en celosía vertical o equivalentes, sometidos principalmente a fuerzas axiales (Artículo 10.6).

**2.1.89 pórticos desplazables:** Son pórticos cuyos desplazamientos laterales pueden alcanzar valores significativos. Generalmente son pórticos no arriostrados (Subsección 10.6.3.2).

**2.1.90 pórticos no desplazables:** Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a las cargas laterales se controla por las dimensiones de sus miembros y nodos, o por la incorporación de miembros de arriostramiento o vinculándolos a muros estructurales, en cuyo caso se llaman pórticos arriostrados (Subsección 10.6.3.1).

**2.1.91 profesional encargado de la obra:** Es el profesional colegiado, en ejercicio legal y con la experiencia necesaria, debidamente autorizado por el propietario o por la autoridad competente, para actuar como su representante en la obra. Usualmente se designa como el ingeniero residente.

**2.1.92 profundidad efectiva de anclaje:** La profundidad total a través de la cual el anclaje transfiere la fuerza al concreto que lo rodea. En pernos con cabeza y espárragos con cabeza, colocados antes del vaciado del concreto, corresponde a la longitud medida desde la superficie de contacto de la cabeza.

**2.1.93 recubrimiento:** Es la menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto, también llamado recubrimiento de protección.

**2.1.94 recubrimiento de diseño:** Es la menor distancia entre el centro de gravedad del acero de refuerzo y la superficie externa de la sección de concreto.

**2.1.95 refuerzo de confinamiento:** Es el acero de refuerzo transversal en un miembro de concreto reforzado, constituido por los estribos o ligaduras cerradas, cuyos extremos son ganchuras estándar doblados a no menos de 135° y que tienen una extensión no menor de 6 diámetros ó 7.5 cm.

**2.1.96 refuerzo helicoidal:** Véase zuncho.

**2.1.97 región B:** En el Método de las Bielas, porción del miembro en el cual se puede considerar que las secciones permanecen planas, de acuerdo con la teoría de flexión según el Artículo 10.2.

**2.1.98 región D:** En el Método de las Bielas, porción del miembro en una distancia igual a la altura  $h$  ó  $d$ , medida desde la discontinuidad geométrica o de fuerzas.

**2.1.99 resalto:** Saliente del acero de refuerzo regularmente espaciado con el fin de aumentar sua adherencia con o el concreto estructural, y el cual está especificado en la Norma COVENIN 316.

**2.1.100 resistencia a la tracción indirecta del concreto:** Es la resistencia a la tracción del concreto, determinada según la Norma COVENIN 341.

**2.1.101 resistencia a la tracción por flexión:** Es el valor aparente de la tensión de tracción de una viga de concreto, sometida a una carga que produce la rotura en flexión, suponiendo condiciones de homogeneidad y elasticidad del material. Anteriormente denominado módulo de rotura.

**2.1.102 resistencia cedente:** Tensión de cedencia mínima especificada o punto de cedencia del refuerzo, expresada en  $\text{kgf/cm}^2$ . La resistencia cedente o punto de cedencia se determinará en tracción, de acuerdo con las Normas COVENIN que sean aplicables.

**2.1.103 resistencia de diseño:** Resistencia teórica multiplicada por un factor de minoración de resistencia.

**2.1.104 resistencia especificada del concreto a la compresión:** Resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c$ , usada para el proyecto y evaluada de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 5, expresada en  $\text{kgf/cm}^2$ .

**2.1.105 resistencia promedio a la compresión requerida:** Resistencia promedio a la compresión requerida,  $f'_{cr}$ , que debe alcanzar el suplidor de concreto. Este valor depende del control de calidad y siempre es mayor que  $f'_c$ .

**2.1.106 resistencia teórica:** Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las hipótesis del método de los Estados Límites de esta Norma, sin la aplicación del factor de minoración.

**2.1.107 rótula o articulación plástica:** Una zona de cedencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en ésta se excede el momento de agotamiento del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga. En tal estado, la sección rota como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

**2.1.108 sección crítica:** Sección a partir de la cual se inicia la longitud de anclaje o de transferencia de tensiones. Sección más solicitada de un miembro, en la cual se esperan incursiones inelásticas de tipo alternante bajo la acción de los sismos de diseño.

**2.1.109 solicitaciones de diseño:** Solicitaciones mayoradas debidamente combinadas.

**2.1.110 solicitaciones de servicio:** Solicitaciones sin los factores de mayoración, especificados en el Artículo 9.5.

**2.1.111 tamaño máximo del agregado:** Abertura del tamiz de malla cuadrada de menor tamaño que deja pasar al menos el 95% en peso de una muestra de agregado, ensayada de acuerdo con la Norma COVENIN 255.

**2.1.112 tenacidad:** Es la capacidad de absorber y disipar energía de deformación.

**2.1.113 tensión de cedencia.** Es la primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se denomina cedencia.

**2.1.114 unidad de mezcla:** Cantidad de concreto contenida en una sola operación de mezclado. Denominado tercio, en obras de pequeños volúmenes.

**2.1.115 zona nodal:** En el Método de las Bielas, es el volumen de concreto alrededor de un nodo y que se supone transfiere las solicitaciones de los miembros de la celosía al nodo.

**2.1.116 zuncho:** Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica alrededor del refuerzo longitudinal. Generalmente usado en columnas.

Otras definiciones relativas a temas específicos, se dan en los Capítulos correspondientes, así como en las Normas COVENIN 2002 y COVENIN 2004, y en el Apéndice C de esta Norma.

## 2.2 NOTACIÓN

La notación empleada en esta norma es la indicada en la Tabla 2.2

**TABLA 2.2 NOTACIÓN**

$A$	Área total de la sección de concreto, $\text{cm}^2$ o área efectiva del concreto en tracción que rodea el acero de refuerzo de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal acero de refuerzo, dividida por el número de barras o alambres, $\text{cm}^2$ . Cuando el acero de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres de calculará como el área total del acero de refuerzo dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
$A_b$	Área de una barra o alambre individual, $\text{cm}^2$ .
$A_{\text{brg}}$	Área de aplastamiento de espárragos con cabeza, $\text{cm}^2$ .
$A_c$	Área de la sección de contacto de concreto, para el cálculo del corte horizontal, $\text{cm}^2$ (resiste la transferencia de corte). Área efectiva de la sección transversal en el extremo de la biela, $\text{cm}^2$ .
$A_{\text{cz}}$	Área del núcleo de un comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, $\text{cm}^2$ .
$A_{\text{ch}}$	Área total de la sección transversal de un miembro estructural, medida exteriormente al refuerzo transversal, $\text{cm}^2$ .
$A_{\text{cp}}$	Área de la sección transversal de concreto que resiste la fuerza de corte en un muro, o un segmento del mismo, $\text{cm}^2$ . Área delimitada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, $\text{cm}^2$ . Véase la Sección 11.5.1.
$A_{\text{cv}}$	Área total de la sección transversal de concreto, igual al producto del espesor del alma por la longitud de la sección, en la dirección de la fuerza de corte considerada, $\text{cm}^2$ .

$A_f$	Área del acero de refuerzo por flexión que en una ménsula resiste el momento mayorado $V_{ua} + N_{uc} (h-d)$ ; $cm^2$ .
$A_h$	Área de acero de refuerzo por corte, paralelo al acero de refuerzo de flexión traccionado, $cm^2$ .
$A_j$	Área efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo. La profundidad del nodo es igual a la profundidad total de la columna Véase la Subsección 18.4.2.1.
$A_L$	Área total del acero de refuerzo longitudinal que resisten torsión, $cm^2$ .
$A_n$	Área del acero de refuerzo al corte paralela al acero de refuerzos por flexión traccionado, $cm^2$ . Área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de la zona nodal, $cm^2$ . Área de acero de refuerzo que en una ménsula resiste la fuerza de tracción $N_{uc}$ ; $cm^2$ .
$A_N$	Áreas proyectadas de la superficie de falla del anclaje o conjunto de anclajes, $cm^2$ .
$A_{No}$	Área proyectada de la superficie de falla del anclaje individual más alejado de los bordes de la sección de concreto, $cm^2$ .
$A_O$	Coefficiente de aceleración horizontal. Área total encerrada en la trayectoria del flujo de corte, $cm^2$ .
$A_{oc}$	Área total delimitada por la trayectoria del flujo de corte, $cm^2$ .
$A_{oh}$	Área del acero de refuerzo por tracción, $cm^2$ .
$A_s$	Área del acero en tracción, en una sección o en un segmento de muro, $cm^2$ . Área del acero de refuerzo en la capa $i$ que cruza la biela, $cm^2$ .
$A_{se}$	Área efectiva de la cabeza de un anclaje o espárrago, $cm^2$ .
$A_{sh}$	Área total de la sección transversal del acero de refuerzo transversal, incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación $s$ , y perpendicular a $h_c$ , $cm^2$ .
$A_{si}$	Área de refuerzo en una capa $i$ , espaciado $s_i$ ; $cm^2$ .
$A_{sl}$	Área efectiva de la sección transversal de un perno con entalla, $cm^2$ .
$A_{sk}$	Área del refuerzo de paramento, $cm^2$ .
$A'_s$	Área del acero de refuerzo en compresión, $cm^2$ .
$A_{st}$	Área total del acero de refuerzo longitudinal (barras o perfiles de acero), $cm^2$ . Área del acero de refuerzo $cm^2$ .
$A_t$	Área de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, $cm^2$ . O área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia $s$ , $cm^2$ .
$A_{tr}$	Área total de la sección transversal del refuerzo transversal que está dentro de la separación $s$ y que atraviesa el plano potencial de falla, $cm^2$ .
$A_v$	Área del acero de refuerzo por corte dentro de una distancia $s$ , o áreas del acero de refuerzo por corte perpendicular al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia $s$ , para vigas-pared sometidas a flexión, $cm^2$ .
$A_{vd}$	Área total del refuerzo de cada grupo de barras diagonales, $cm^2$ .
$A_{vf}$	Área del acero por corte por fricción, $cm^2$ .
$A_{vh}$	Área del acero por corte paralelo al refuerzo de flexión en tracción, dentro de una distancia $s$ , $cm^2$ .
$A_{vo}$	Área proyectada de la superficie de concreto por corte, independiente de las influencias de las esquinas de concreto, separación o espesor de los miembros, $cm^2$ .
$A_w$	Área de un alambre individual a anclar o a empalmar, $cm^2$ .
$A_1$	Área cargada, $cm^2$ . Sección 19.5.5.
$A_2$	Área máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada (Sección 19.5.5).
$B_n$	Carga teórica resistente, kgf. Véase la Sección 19.5.5.
CE	Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos. Capítulo 9.

CF	Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables. Capítulo 9.
CFU	Acciones o solicitaciones debidas a inundaciones. Capítulo 9.
$C_m$	Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
$C_s$	Retracción del concreto. Capítulo 21.
CP	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes. Capítulo 9.
CT	Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos reológicos como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales. Capítulo 9.
CV	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables. Capítulo 9.
$CV_t$	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables en techos y cubiertas. Capítulo 9.
$C_w$	Anchura máximo de fisura, en mm.
C2	Factor de ajuste por condición de soporte lateral: 0.06 para pavimentos con hombrillos de concreto y 0.94 para pavimentos sin hombrillos de concreto.
$D_k$	Daño acumulativo total por erosión. Capítulo 21.
$D_r$	Daño acumulativo total por fatiga. Capítulo 21.
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto, $\text{kgf/cm}^2$ . Véase el Artículo 8.3.
ED	Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas. Véase la Norma COVENIN 1756.
$E_s$	Módulo de elasticidad de la acero de refuerzo, $\text{kgf/cm}^2$ . Véase Artículo 8.3.
$E_{cb}$	Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
$E_{cs}$	Módulo de elasticidad de concreto de la losa.
EI	Rigidez a la flexión de un miembro comprimido. Véase la Subsección 10.6.3.1.
$F_a$	Tensión de tracción por carga de tránsito, $\text{kgf/cm}^2$ . Capítulo 21.
FC	Factor de equivalencia de tensiones.
$F_d$	Tensión debida a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de la sección producida por solicitaciones externas, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_h$	Dimensión total de miembro medida en la dirección de la acción considerada, cm.
$F_s$	Tensión calculada en el acero de refuerzo, bajo cargas de servicio, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{su}$	Resistencia de agotamiento especificada del acero de refuerzo, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{su}^*$	Resistencia de agotamiento del acero de refuerzo, determinada mediante ensayos, en $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{ut}$	Resistencia especificada a la tracción de un anclaje, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{utsl}$	Resistencia de agotamiento especificada del anclaje colocado en el concreto endurecido, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F'_s$	Tensión en el acero de refuerzo comprimido, $\text{kgf/cm}^2$ . Apéndice A.
$F_y$	Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_y^*$	Resistencia cedente determinada mediante ensayos, $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{yl}$	Resistencia cedente especificada del refuerzo longitudinal torsional, en $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_{yt}$	Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo transversal, en $\text{kgf/cm}^2$ .
$F_y^x$	Resistencia a la cedencia determinada por ensayos del acero de refuerzo, $\text{kgf/cm}^2$ .
H	Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua en los mismos.
I	Momento de inercia de la sección total de concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro, despreciando el acero de refuerzo, $\text{cm}^4$ .
$I_b$	Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la viga, calculado sin tomar en cuenta la placa a los lados de la viga, $\text{cm}^4$ .

$I_{cr}$	Momento de inercia de la sección agrietada, transformada a concreto, $cm^4$ .
$I_e$	Momento de inercia efectivo para el cálculo de flecha, $cm^4$ .
$I_g$	Momento de inercia de la sección total de concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro, despreciando el acero de refuerzo, $cm^4$ .
$I_s$	Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la franja de placa comprendida entre las líneas medias de los paneles adyacentes a la viga, y sin tomar en cuenta la sección de la viga, $cm^4$ .
$I_{se}$	Momento de inercia del acero de refuerzo alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro $cm^4$ .
$I_t$	Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o perfil tubular, alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal de un miembro mixto $cm^4$ .
$K$	Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
$K_b$	Rigidez de la viga.
$K_{b1}, K_{b2}$	Rigideces de las vigas a uno y otro lado de la columna.
$K_{c1}$	Rigidez de la columna superior.
$K_{c2}$	Rigidez de la columna inferior.
$K_t$	Rigidez torsional de un determinado nivel.
$K_{tr}$	Índice del acero de refuerzo transversal (fórmula 12-2), en cm.
$L$	Luz de cálculo para vigas o losas en una dirección. Véase el Artículo 8.4; saliente libre de voladizo, m. Longitud de anclajes.
$L_a$	Longitud de transmisión de tensiones adicional en el apoyo o en el punto de inflexión, cm.
$L_c$	Longitud de compresión del miembro en un pórtico, medida centro a centro de las juntas, m.
$L_d$	Longitud de transferencia de tensiones para una barra o alambre con resaltos, sin ganchura, cm.
$L_{dc}$	Longitud de transferencias de tensiones en barras y alambres con resaltos, en compresión, contenida en el núcleo confinado, cm.
$L_{dh}$	Longitud de transferencia para barras en tracción que terminan en ganchuras estándar, medida desde la sección crítica al extremo exterior del ganchura /la longitud directa empotrada entre la sección crítica y el comienzo del ganchura [el punto de tangencia] más el radio de doblado y un diámetro de la barra), en cm.
$L_{dm}$	Longitud de transferencia requerida, si la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado, cm.
$L_{hb}$	Longitud de anclaje de los ganchuras estándar en tracción, cm.
$L_p$	Longitud de rotulación por deformaciones inelásticas.
$L_n$	Luz libre en la dirección más larga para construcciones armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos, cm. Luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y promedio de luces libres adyacentes para momentos negativos medida cara a cara de los apoyos, cm.
$L_o$	Longitud mínima medida desde la cara del nodo y a lo largo del miembro, en la cual se dispondrá el refuerzo transversal de confinamiento, cm.
$L_r$	Carga variable en techos ó acciones relacionadas, kgf.
$L_u$	Longitud no arriostrada del miembro comprimido, kgf.
$L_v$	Longitud del brazo de una parrilla desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, cm.
$L_w$	Anchura o longitud total del muro, o de un segmento de él, considerado en la dirección de la fuerza de corte, cm.
$L_1$	Longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medidas centro a centro de los apoyos.
$L_2$	Longitud de la luz transversal a $L_1$ , medida centro a centro de los apoyos.
$M_a$	Momento máximo en un miembro, para la etapa en la que se está calculando la flecha, m kgf.
$M_c$	Momento teórico en la cara del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna conectada al nodo, calculada para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de la fuerza lateral

	considerada, que resulte en la más baja resistencia a la flexión.
$M_{cr}$	Momento de agrietamiento. Véase la Sección 9.6.2.
$M_{c1}$	Momento en la base de la columna superior.
$M_{c2}$	Momento en el tope de la columna inferior.
$M^E$	Momento transmitido por la viga suponiendo empotramiento perfecto.
$M_m$	Momento modificado, en m kgf.
$M_n$	Resistencia teórica a flexión de la sección, m kgf.
$M_o$	Momento estático mayorado total.
$M_p$	Momento plástico requerido de la sección transversal de una parrilla.
$M_{pr}$	Momento resistente máximo probable en los extremos del miembro, con o sin carga axial, calculado considerando las propiedades del miembro, suponiendo la resistencia a la cedencia de las barras longitudinales, no menor de $1.25 F_y$ y el factor de minoración de resistencia $\phi = 1$ .
$M_{prc}$	Momento resistente máximo probable en columnas.
$M_{prv}$	Momento resistente máximo probable en vigas.
$M_s$	Parte del momento de la losa balanceado por el momento del apoyo. Momento debido a cargas que causan deformación lateral, m kgf.
$M_u$	Momento actuante mayorado en la sección ( $M_{m\acute{a}x}$ ), m kgf.
$M_v$	Momento en la cara del nodo, correspondiente a la resistencia de cálculo a flexión de la viga, incluyendo la losa cuando está en tracción, conectada al nodo, m kgf.
$M_{1b}$	Valor del menor momento mayorado en el extremo del miembro comprimido arriostrado, calculado según un análisis elástico; positivo si el miembro se deforma con una sola curvatura, negativo si se deforma con curvatura doble, m kgf.
$M_{1s}$	Momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido en el cual actúa $M_1$ debido a acciones que no producen desplazamientos laterales apreciables, m kgf.
$M_{2b}$	Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que no producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis elástico, siempre positivo, m kgf.
$M_{2s}$	Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis convencional elástico.
$N_b$	Resistencia teórica a carga axial en condiciones de deformación balanceada. Véase la Sección 10.2.5.
$N_c$	Carga crítica. Véase la fórmula (10-9).
$N_{cb}$	Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción de los anclajes, kgf.
$N_n$	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad dada.
$N_o$	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad igual a cero, kgf.
$N_p$	Resistencia teórica al deslizamientos de anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto, kgf.
$N_{pt}$	Resistencia teórica al deslizamiento de espárrago o pernos con cabeza, o pernos con ganchuras, kgf.
$N_s$	Resistencia teórica a la tracción de anclajes individuales o de conjunto, kgf.
$N_{sb}$	Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes de un anclaje individual, kgf.
$N_{sbg}$	Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes del conjunto de anclajes, kgf.
$N_t$	Resistencia teórica a la tracción, kgf.
$N_{tt}$	Resistencia teórica de una biela traccionada, kgf.
$N_{tc}$	Resistencia teórica de una biela comprimida, kgf.
$N_{tn}$	Resistencia teórica en la cara de una zona nodal, kgf.
$N_U$	Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con $V_u$ ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción. Fuerza axial mayorada en las bielas o la zona nodal, kgf.

$N_{uc}$	Fuerza axial de tracción mayorada que actúa simultáneamente con $V_u$ sobre la ménsula, positiva para tracción.
$P_n$	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad dada.
$P_o$	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad igual a cero, kgf.
$P_u$	Carga axial mayorada para una excentricidad dada, kgf.
$Q$	Índice de estabilidad de un piso.
$R$	Acciones, solicitaciones o efectos debidos a la lluvia. Capítulo 9. Factor de Reducción de Respuesta, especificado en la Norma COVENIN 1756.
$S$	Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas. Capítulo 9.
$S_e$	Módulo elástico de la sección, $cm^3$ .
$S_H$	Solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente, incluidos los efectos torsionales.
$S_o$	Máxima separación del acero de refuerzo transversal en zonas confinadas en $L_o$ , cm.
$S_x$	Máxima separación del acero de refuerzo transversal en columnas, cm.
$T$	Efectos estructurales acumulados de temperaturas, fluencia, retracción de fraguado y asentamientos diferenciales.
$T_{cr}$	Momento torsor crítico, m kgf.
$T_n$	Momento torsor resistente teórico, m kgf.
$T_s$	Momento torsor resistente teórico atribuido al refuerzo de torsión, m kgf.
$T_u$	Momento de torsión mayorado en la sección, m kgf.
$U$	Solicitaciones combinadas o mayoradas, generalmente resultado de la superposición de varios efectos, para el Estado Límite de Agotamiento Resistente. También empleada como subíndice.
$V$	Fuerza de corte.
$V_b$	Resistencia básica del concreto a fuerza cortante, kgf.
$V_c$	Resistencia teórica al corte suministrada por el concreto. Artículo 11.3.
$V_{cb}$	Resistencia teórica a la fractura del concreto por corte de aplicada al anclaje, kgf.
$V_{cbg}$	Resistencia teórica a la fractura del concreto por corte aplicada al conjunto de anclajes, kgf.
$V_{cw}$	Resistencia teórica a corte atribuida al concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso de tensión principal en el alma.
$V_d$	Fuerza de corte en la sección debida a las cargas permanentes no mayoradas, en kgf.
$V_e$	Fuerza de corte de diseño, suponiendo que en los extremos del miembro se alcanzan los momentos probables, kgf.
$V_h$	Fuerza de corte, considerando el efecto hiperestático, derivado de los momentos resistentes teóricos de un miembro, kgf.
$V_{hp}$	Fuerza de corte, considerando el efecto hiperestático, derivado de los momentos resistentes máximos probables de un miembro, kgf.
$V_j$	Fuerza de corte de diseño en el nodo, kgf.
$V_n$	Resistencia teórica al corte, kgf.
$V_{nh}$	Resistencia teórica por corte horizontal, kgf.
$V_o$	Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.
$V_s$	Resistencia teórica al corte, atribuida al acero de refuerzo de corte.
$V_t$	Resistencia teórica al corte del anclaje en el concreto, kgf.
$V_u$	Fuerza cortante mayorada, kgf.
$W$	Acciones o solicitaciones debidas al viento.
$a$	Profundidad o altura del bloque rectangular equivalente de tensiones, tal como se define en la Sección 10.2.4.

	Distancia entre la carga y el apoyo de la estructura (tramo de corte), m.
$b$	Anchura efectiva de la zona comprimida en un miembro estructural, cm.
$b_d$	Desplazamiento de diseño, cm.
$b_m$	Anchura del miembro de borde de un muro, o un segmento de él, cm.
$b_o$	Perímetro de la sección crítica a corte para placas y zapatas, cm. Véase Artículo 11.9.
$b_1$	Anchura de la sección crítica definida en el Artículo 11.9 medida en la dirección del vano para el cual se determinaron los momentos, cm.
$b_2$	Anchura de la sección crítica definida en la Sección 11.9.6 medida en la dirección perpendicular a $b_1$ , cm.
$b_v$	Anchura de la sección transversal en la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal, cm.
$b_w$	Anchura del alma, o diámetro de la sección circular, en cm.
$c$	Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm. Distancia entre el eje del vástago del anclaje y el borde de concreto, cm.
$c_c$	Recubrimiento medido desde la superficie de la barra hasta la cara mas traccionada, cm.
$c_d$	Separación o espesor del recubrimiento de diseño del acero de refuerzo, en cm.
$c_1$	Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm. Distancia entre el eje del vástago de un anclaje y el borde de concreto en una dirección, en la dirección de aplicación de la fuerza cortante, cm.
$c_2$	Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para cual se determinan los momentos, cm. Distancia entre el eje del vástago de un anclaje y el borde de concreto en una dirección, en la dirección ortogonal de $c_1$ ; cm.
$c_{m\acute{a}x}$	La mayor distancia al borde de concreto, cm.
$c_{m\acute{i}n}$	La menor distancia al borde de concreto, cm.
$d$	Distancia la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo traccionado, cm. (altura efectiva). Altura útil. También se define como altura del miembro menos el recubrimiento de diseño.
$d'$	Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo a compresión, cm.
$d_b$	Diámetro nominal de la barra o alambre, cm.
$d_c$	Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm. Diámetro exterior del vástago de un espárrago perno con cabeza, o perno con ganchura, cm.
$d'_c$	Valor que sustituye a $d_o$ cuando se emplea un anclaje extragrande, cm.
$d_{jp}$	Distancia de separación de las juntas, m.
$d_p$	Diámetro del pilote a nivel del cabezal.
$d_s$	Distancia desde la fibra extrema traccionada hasta el centroide de la acero de refuerzo a tracción, cm.
$d_t$	Distancia entre la fibra extrema comprimida hasta la fibra extrema de acero traccionada, cm.
$e$	Excentricidad estática.
$e_h$	Distancia desde la superficie interna del eje al extremo del ganchura en anclajes con ganchuras en L o J, cm.
$e_N$	Excentricidad del grupo de anclajes pernos a la fuerza normal; siempre se considera positiva; cm.
$f'_{cr}$	Resistencia promedio requerida a la compresión del concreto a usarse como base para seleccionar la dosificación del concreto, $\text{kgf/cm}^2$ . Sección 5.4.2.
$f_{ct}$	Resistencia promedio a la tracción indirecta, $\text{kgf/cm}^2$ .
$f_{cu}$	Resistencia efectiva del concreto en compresión en una biela o zona nodal, $\text{kgf/cm}^2$ .
$f_r$	Resistencia promedio a la tracción por flexión, $\text{kgf/cm}^2$ .

$f'_c$	Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm <sup>2</sup>
$h$	Espesor total del miembro, cm.
$h_c$	Espesor de la pared en secciones rectangulares en cajón, cm.
$h_c$	Dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento, cm.
$h_{ef}$	Longitud efectiva de empotramiento del anclaje, cm.
$h_n$	Altura libre de un muro o segmento, cm
$h_j$	Profundidad del nodo, cm.
$h_x$	Separación horizontal máxima entre barras arriostradas por ligaduras o ganchuras en todas las caras de una columna, cm.
$h_w$	Altura total del muro o segmento del muro desde la base hasta la parte superior; altura libre del muro, cm.
$k$	Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
$k_{cp}$	Coeficiente que modifica la resistencia básica del concreto al efecto del apalancamiento en los anclajes.
$k_{eff}$	Módulo de reacción, kgf/cm <sup>2</sup> -cm.
$m$	Número de grupos de carga que se esperan. Capítulo 21.
$n$	En la fórmula (12-2) es el número de barras o alambres.
$n_i$	Número de repeticiones de carga para el grupo i. Capítulo 21.
$p_{cp}$	Perímetro exterior de la sección transversal de concreto, cm.
$p_h$	Perímetro de la línea central del refuerzo transversal cerrado por torsión mas extremo, cm.
$q$	Cuantía mecánica = $q = \rho \frac{F_y}{f'_c}$
$q_u$	Carga mayorada por unidad de longitud de viga o por área unitaria de placa o losa.
$r$	Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido, cm.
$r_d$	Recubrimiento de diseño del centro de gravedad del acero de refuerzo, medido hasta la superficie externa más cercana, cm.
$s$	Separación del refuerzo transversal por corte o por torsión, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro, cm.
$s_{sk}$	Separación de la acero de refuerzo de paramento, cm.
$s_w$	Separación del alambre a anclar, o empalmar, cm.
$s_o$	Separación del perno más exterior del grupo de pernos al borde de concreto, cm.
$s_h$	Separación del acero de refuerzo por corte o por torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o del acero de refuerzo horizontal en el muro, cm.
$s_v$	Separación de las acero de refuerzos verticales en el muro, cm.
$\bar{s}$	Desviación estándar de ensayos de resistencia individuales, kgf/cm <sup>2</sup> .
$t$	Espesor de pared en una sección hueca, en cm.
$v$	Tensión teórica de corte, en kgf/cm <sup>2</sup> .
$v_c$	Tensión cortante teórica absorbida por el concreto, kgf/cm <sup>2</sup> .
$v_s$	Tensión cortante teórica absorbida por acero de refuerzo transversal, kgf/cm <sup>2</sup> .
$v_u$	Tensión cortante mayorada, kgf/cm <sup>2</sup> .
$w$	Carga de diseño por unidad de longitud de viga o por unidad de área de losa.
$w_c$	Peso unitario del concreto, kgf/m <sup>3</sup> .
$w_p$	Carga permanente por unidad de área, kgf/m <sup>2</sup> .

$w_v$	Carga variable por unidad de área.
$x$	Menor dimensión global de la parte rectangular de la sección transversal.
$x_1$	Dimensión más corta centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
$y$	Mayor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.
$y_1$	Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.
$y_t$	Distancia medida desde el baricentro de la sección total, despreciando el acero de refuerzo, hasta la fibra extrema traccionada.
$\Delta M^E$	Máxima diferencia entre los momentos en los extremos de las dos vigas que inciden en la columna por sus caras opuestas, con los otros extremos rígidamente empotrados, suponiendo una de las vigas cargadas y la otra no.
$\Delta_f$	Flecha final medida después de 24 horas de haber retirado la carga en una prueba de carga.
$\Delta_i$	Flecha inicial antes de la descarga en una prueba de carga. También, lectura de flecha antes de aplicar la carga en una de la prueba de carga.
$\Delta_m$	Flecha máxima medida después de 24 horas de aplicación de la carga máxima, en una prueba de carga.
$\Delta_{mp}$	Flecha máxima de referencia, calculada para una prueba de carga.
$\Delta_o$	Deformación horizontal relativa entre los extremos de un piso debido a $V_u$ , obtenida por un análisis elástico convencional y valores de rigidez, según el Artículo 10.6 (Fórmula 10-7).
$\Delta T$	Rango de temperatura (°C).
$\alpha$	Coeficiente que cuantifica la relación entre rigidez de la sección de una viga y la rigidez de la placa limitada lateralmente por ejes de paneles adyacentes a cada lado de la viga. Se calcula como: $\frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ Factor de importancia (Véase Norma COVENIN 1756). Ángulo entre los estribos inclinados o del acero de refuerzo en dinteles, con respecto al eje longitudinal del miembro.
$\alpha_c$	Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia del muro estructural.
$\alpha_f$	Ángulo entre el acero de refuerzo por corte por fricción y el plano de corte, grados.
$\alpha_m$	Valor promedio de $\alpha$ para todas las vigas en los bordes de un panel.
$\alpha_s$	Constante usada para calcular $V_c$ en losas y fundaciones.
$\alpha_v$	Relación entre la rigidez del brazo de la parilla a la sección de la losa o placa mixta que lo rodea. (Sección 11.9.2).
$\alpha_1$	$\alpha$ en la dirección $I_1$ .
$\alpha_2$	$\alpha$ en la dirección $I_2$ .
$\beta$	Relación de la luz libre (lado) en la dirección larga de una placa (zapata o cabezal), a su luz libre en la dirección corta.
$\beta_b$	Relación del área de refuerzo interrumpido, al área total de barras sometidas a tracción en la sección. Ver Capítulo <b>C-10.6</b> .
$\beta_c$	Relación entre la mayor y menor dimensión del área donde actúa una carga concentrada. Véanse las Secciones 11.9.2 y 19.5.4.
$\beta_d$	Relación del máximo momento mayorado de la carga permanente al máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.
$\beta_n$	Factor que toma en cuenta el efecto del anclaje de bielas traccionada en la resistencia efectiva a compresión de una zona nodal.
$\beta_t$	Coeficiente que cuantifica la relación entre la rigidez torsional de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de un anchura de losa igual a la luz libre de la viga, centro a centro de apoyos

	$\frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$
$\beta_s$	Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un panel de placa. Factor de corrección para tomar en cuenta el agrietamiento y el confinamiento del acero de refuerzo en la resistencia a compresión de una biela.
$\beta_1$	Factor definido en la Sección 10.2.3.
$\gamma$	Factor de combinación de solicitaciones. Factor que depende del confinamiento en las caras del nodo. Porcentaje de la carga variable para el cálculo del peso de la edificación sometida a movimientos sísmicos. Véase Norma COVENIN 1756.
	Relación de distancia entre el acero de refuerzo longitudinal de columnas a tracción y el de compresión con la profundidad total del miembro.
$\gamma_f$	Fracción del momento no balanceado transferido por flexión en las uniones losa-columna. Véase la Sección 11.9.6.
$\gamma_i$	Ángulo entre el eje de la biela y la capa <i>i</i> de acero de refuerzo que la atraviesa, en grados.
$\gamma_r$	Relación de recubrimiento; factor que depende del confinamiento en las caras del nodo.
$\gamma_t$	Fracción del momento transferido por flexión en las uniones losa-columna.
$\gamma_v$	Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna. Véase la Sección 11.9.6.
$\delta_b$	Factor de magnificación de momento flector en pórticos arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar los efectos de la curvatura del miembro comprimido.
$\delta_s$	Factor de magnificación de momento flector en pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar el incremento en el desplazamiento lateral producido por las acciones laterales y gravitacionales.
$\varepsilon_s$	Deformación unitaria del acero de refuerzo.
$\varepsilon_t$	Deformación unitaria neta en tracción en el acero tensionado empleada en el cálculo de la resistencia teórica.
$\varepsilon_y$	Deformación unitaria cedente del acero de refuerzo.
$\lambda$	Multiplicador para el cálculo de la flecha adicional a largo plazo, según se define en la Subsección 9.6.2.1. Factor de corrección por el peso unitario del concreto; ver Tabla 11.6.2.b.
	Factores de modificación de la longitud de transferencia de tensiones de barras y alambres con resaltes solicitados a compresión o tracción.
$\mu$	Coefficiente de Poisson. Coefficiente de fricción.
$\xi$	Factor para cargas sostenidas en el tiempo. Ver Tabla 9.6.2.1.
$\rho$	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tracción de un miembro sometido a flexión: <b><math>\rho = A_s / (b d)</math>.</b>
$\rho'$	Cuantía del acero de refuerzo en compresión: <b><math>\rho = A'_s / (b d)</math>.</b>
$\rho_b$	Cantidad de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase la Sección 10.2.4.
$\rho_g$	Cuantía geométrica de acero longitudinal de las columnas.
$\rho_h$	Cuantía del refuerzo transversal de los muros estructurales.
$\rho_s$	Cuantía del refuerzo helicoidal. Relación del volumen de la acero de refuerzo de los zunchos al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de los zunchos), en un miembro comprimido zunchado.
$\rho_v$	Cuantía del refuerzo longitudinal del muro.
$\rho_w$	Cuantía del refuerzo del alma de un miembro.
$\phi$	Factor de minoración de resistencia, véase el Artículo 9.3.
$\sigma_i$	Tensiones debidas a la aplicación del grupo de cargas <i>i</i> (kgf/cm <sup>2</sup> ).

$\varphi$	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (véase Norma COVENIN 1756).
$\psi_1$	Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga aplicada al conjunto de anclajes en tracción.
$\psi_2$	Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto de los anclajes en tracción.
$\psi_3$	Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto en anclajes en tracción.
$\psi_4$	Coeficiente de modificación de la resistencia al deslizamiento, que toma en cuenta el agrietamiento en el concreto bajo fuerza cortante.
$\psi_5$	Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga aplicada en un conjunto de anclajes solicitados en corte.
$\psi_6$	Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto de anclajes solicitados.
$\psi_7$	Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto en anclajes solicitados por corte.
§	Acápites.

### 2.3 UNIDADES

Las unidades empleadas en esta Norma corresponden al Sistema Técnico MKS, Metro – Kilogramo fuerza – Segundo, utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza (kgf) y el centímetro (cm), así como sus combinaciones. A menos que se indique específicamente de otra manera, en esta Norma se usarán las siguientes unidades:

Dimensiones en mm, cm o m.

Ángulos planos en grados sexagesimales ( $^{\circ}$ )

Áreas en  $\text{cm}^2$ .

Fuerzas en kgf.

Momentos en m kgf.

Tensiones en  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ .

Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )

## PARTE 2 MATERIALES

### CAPÍTULO 3 MATERIALES

#### 3.1 ALCANCE

En este capítulo se establecen los requisitos de calidad que deben satisfacer los componentes del concreto y los aceros a ser usados.

##### **3.1.1 Calidad de los materiales**

Los Ingenieros residente e inspector de la obra deberán asegurar la calidad de los materiales a ser usados. Tendrán el derecho de ordenar ensayos para comprobar que satisfacen las calidades especificadas en esta Norma. El registro completo de estos ensayos debe encontrarse disponible para su inspección durante la marcha de los trabajos entregados formalmente al propietario para su custodia, conservación, presentación y traspaso en las ocasiones pertinentes.

Los requisitos de calidad y resistencia para el concreto, se dan en los capítulos 4 y 5, así como en la sección 18.2.1.

##### **3.1.2 NORMAS DE ENSAYO**

Los ensayos de materiales serán realizados de acuerdo con las normas COVENIN correspondientes y, en su defecto, aquellas que han sido promulgadas por organismos extranjeros de reconocida competencia aceptadas por la autoridad competente, según se autoriza en los artículos 1.1 y 1.9. Véase el apéndice C.

##### **3.1.3 Almacenamiento de materiales**

El cemento y los agregados para el concreto, el agua, los aditivos, el acero de refuerzo y, en general, todos los materiales a usarse en la preparación del concreto o a ser embebidos en el concreto, deben ser almacenados en forma tal que se prevenga su deterioro o la intrusión de materias extrañas o perjudiciales.

Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado, no deberá usarse para la preparación del concreto.

#### 3.2 CEMENTOS

El cemento deberá cumplir con una de las siguientes normas de calidad:

- a) COVENIN 28. *Cemento Pórtland. Requisitos.*
- b) COVENIN 935. *Cemento Pórtland - Escoria. Requisitos*

El cemento empleado en la obra deberá corresponder con aquel sobre el cual fue basada la selección de las proporciones para las mezclas del concreto con arreglo a lo establecido en el artículo 5.3. Cuando sea necesario verificar la calidad del cemento, se aplicará la sección 3.1.2.

Para la fabricación de concreto, no debe hacerse uso de los denominados cementos de mampostería.

#### 3.3 AGREGADOS

Los agregados para el concreto deberán cumplir con una de las siguientes normas de calidad:

- A) COVENIN 277.
- B) Hasta tanto no se disponga de normas COVENIN para agregados livianos, se autoriza la norma ASTM C330 o las recomendaciones del comité ACI 211.2:91

Excepcionalmente y con la autorización por escrito del ingeniero inspector, podrán usarse agregados que aun cuando no cumplan con las especificaciones de esta sección, permitan obtener un concreto de resistencia y

durabilidad adecuadas, lo cual debe comprobarse previamente sea por ensayos especiales o en obras existentes con concretos y condiciones de servicio similares.

### 3.3.1 Tamaño máximo del agregado

El tamaño máximo del agregado no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

- a.  $1/5$  de la menor separación entre los lados del encofrado;
- b.  $1/3$  del espesor de las losas o placas;
- c.  $3/4$  de la separación mínima libre entre las barras de refuerzo.

Estas limitaciones podrán omitirse cuando, a juicio del Ingeniero inspector, la trabajabilidad y los métodos de compactación como por ejemplo el vibrado, son tales que el concreto puede ser colocado sin que se originen cangrejeras, oquedades o vacíos en el material resultante.

### 3.4 AGUA

El agua empleada en el mezclado del concreto será limpia y no deberá contener cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas al concreto o al acero de refuerzo.

Para el caso de concretos que contengan elementos embutidos de aluminio, el agua de mezclado, incluyendo la porción aportada como humedad libre en los agregados, no deberá contener cantidades perjudiciales del ión cloruro según se establece en el Artículo 4.4.

En las mezclas de concreto se usará agua que satisfaga la Norma COVENIN 2385, preferiblemente potable, a menos que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a. La dosificación se ha obtenido con base en mezclas de concreto de resultados conocidos, hechas con agua del mismo origen;
- b. Los cubos de ensayo de mortero alcancen resistencias a los 7 y 28 días, por lo menos iguales al 90 por ciento de las resistencias de cubos similares hechos con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia se efectuará sobre morteros idénticos en todos sus componentes, con excepción del agua de mezclado, preparados y ensayos de acuerdo con la Norma COVENIN 484

### 3.5 ADITIVOS

Los aditivos para ser usados en concreto estarán sometidos a la aprobación previa por escrito del Ingeniero Inspector. Deben tener probada su capacidad de mantener esencialmente la misma composición y tener el mismo comportamiento durante la ejecución de los trabajos, demostrado al establecer las proporciones del concreto, de acuerdo con el Artículo 5.3 de esta Norma.

#### 3.5.1 Limitaciones

En concreto reforzado o en los concretos que contengan elementos de aluminio embutidos, así como en concretos vaciados contra moldes de metal galvanizado que no deban ser retirados, no se emplearán aditivos que contengan cloruro de calcio u otros cloruros. En estos casos, solo se aceptará en el concreto la presencia de iones cloruro que eventualmente sean aportados por las impurezas de los ingredientes del aditivo. Véase el Artículo 4.4.

#### 3.5.2 Especificaciones

Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la Norma COVENIN 357

Los aditivos reductores de agua, retardadores, aceleradores de fraguado o de acciones combinadas, deben cumplir con la Norma COVENIN 356.

### 3.6 ACERO DE REFUERZO

### 3.6.1 Resistencia

De conformidad con lo establecido en el Artículo 1.7, en los planos deberá indicarse claramente la resistencia cedente nominal,  $F_y$ , y la resistencia mínima nominal de agotamiento a tracción,  $F_{su}$ , del acero de refuerzo con la cual se ha diseñado cada parte de la estructura, conforme a la Norma COVENIN 316.

En miembros de cualquier tipo de estructura, los aceros de refuerzo que deban resistir solicitaciones de flexión y fuerza axial producidas por la acción sísmica serán del tipo W. También se podrán utilizar los otros tipos de aceros establecidos en la Norma COVENIN 316 siempre que cumplan con los siguientes requisitos:

- a) La tensión cedente real ( $F_y^*$ ) terminada mediante ensayos regulados, no debe exceder a la tensión cedente especificada ( $F_y$ ) en más de un 25%;
- b) La tensión de agotamiento resistente en tracción ( $F_{su}^*$ ) determinada mediante ensayos regulados, deberá exceder la tensión cedente real ( $F_y^*$ ), por lo menos en un 25%;
- c) En ningún caso, el alargamiento a la rotura determinado mediante ensayos regulados, será menor que el 12%.

### 3.6.2 Barras

El refuerzo deberá estar constituido por barras con resaltes, con las características que se dan la Tabla 3.6.2, con la salvedad anotada en la Subsección 3.6.2.1 para el uso de barras lisas. Las barras con resaltes y las barras lisas, cumplirán con la Norma COVENIN 316.

**TABLA 3.6.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS BARRAS DE REFUERZO**

DESIGNACIÓN		DIÁMETRO <sup>(1)</sup>	ÁREA <sup>(1)</sup>	PESO <sup>(1)</sup>
Nº <sup>(2)</sup>	Milímetros <sup>(3)</sup>	mm	cm <sup>2</sup>	kgf/m
--	6M	6,00	0,28	0,222
--	8M	8,00	0,50	0,394
3	--	9,53	0,71	0,559
--	10M	10,00	0,78	0,617
--	12M	12,00	1,13	0,888
4	--	12,70	1,27	0,994
--	14M	14,00	1,54	1,208
5	--	15,88	1,98	1,554
--	16M	16,00	2,01	1,577
6	--	19,05	2,85	2,237
--	20M	20,00	3,14	2,465
7	--	22,22	3,88	3,044
--	25M	25,00	4,91	3,854
8	--	25,40	5,07	3,977
9	--	28,65	6,45	5,059
--	32M	32,00	8,04	6,309
10	--	32,26	8,17	6,403
11	--	35,81	10,07	7,906
--	36M	36,00	10,18	7,981
--	40M	40,00	12,57	9,850
14	--	43,00	14,52	11,383

--	45M	45,00	15,90	12,482
--	56M	56,00	24,63	19,334
18	--	57,33	25,81	20,237

(1) Las dimensiones de una barra con resaltos son equivalentes a las de una barra lisa que tenga el mismo peso por metro.

(2) Los números (N°) utilizados para designar las barras, están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal de ellas, hasta el N° 8. La barra N° 9 tiene el área de un cuadrado de 1 pulgada por 1 pulgada. La barra N° 10 tiene el área de un cuadrado de 1¼ de pulgada por 1¼ de pulgada. La barra N° 11 tiene un área de un cuadrado de 1¾ de pulgada por 1¾ de pulgada.

(3) Se han intercalados los números de designación de las barras basados en el diámetro nominal en milímetros seguido de la letra M como indicación de unidades correspondiente al Sistema Internacional, **SI**.

### 3.6.2.1 Barras lisas

El empleo de las barras lisas está limitado a: las edificaciones diseñadas de acuerdo a ND1, así como también al: refuerzo helicoidal o transversal en columnas o pilotes, refuerzos de retracción y temperatura y barras pasajuntas en pavimentos de concreto. Únicamente podrán usarse como refuerzo longitudinal a flexión, cuando conformen una malla de alambres electrosoldados.

### 3.6.3 Alambres

Los alambres tendrán las características indicadas en la Tabla 3.6.3.

**TABLA 3.6.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS ALAMBRES**

Diámetro mm	Área cm <sup>2</sup>	Peso kgf/m
5,0	0,196	0,154
5,5	0,238	0,187
6,0	0,283	0,222
6,5	0,332	0,260
7,0	0,385	0,302
8,0	0,503	0,395
9,0	0,636	0,500
10,0	0,785	0,617
11,0	0,950	0,746
12,0	1,131	0,888

Los alambres lisos o con resaltos para refuerzo del concreto deben cumplir con la Norma COVENIN 505. El diámetro del alambre con resaltos no será menor que 5,0 mm.

### 3.6.4 Mallas de alambres electrosoldados

Las mallas electrosoldadas de alambre liso o con resaltos deben cumplir la Norma COVENIN 1022.

La separación de las intersecciones soldadas en la dirección del refuerzo principal no será mayor de 30 cm. para mallas de alambre liso ni de 40 cm. para mallas de alambre con resaltos.

### 3.6.5 Perfiles y tubos de acero estructural

Se autoriza el uso de perfiles de acero estructural o tubos de acero, según se especifica en las Subsecciones 3.6.5.1 y 3.6.5.2. En el Capítulo 11 se indican las secciones de concreto solicitadas por corte, donde se puede reforzar con perfiles.

#### 3.6.5.1 Perfiles de acero

Los perfiles de acero estructural usados en conjunto con acero de refuerzo, en miembros mixtos comprimidos y que satisfagan los requisitos del Artículo 10.7, deben cumplir con los requisitos del Capítulo 5 de la Norma COVENIN 1618.

### **3.6.5.2 Tubos de acero**

Los tubos de acero para miembros mixtos comprimidos que satisfagan la Sección 10.7, deben cumplir con las especificaciones correspondientes a los tubos Grado B de la Norma **COVENIN 7:4-015 Tuberías de Acero con o sin Costura Recubierta Galvánicamente con Zinc.**

### **3.6.6 Evaluación y aceptación del acero de refuerzo**

Se tomarán y ensayarán muestras representativas de los aceros de refuerzo utilizados en obra, con la frecuencia y alcance indicados en las normas COVENIN 316, COVENIN 505 y COVENIN 1022.

Los ensayos deben demostrar inequívocamente, que el acero utilizado cumple con las normas y especificaciones indicadas en los planos según el Artículo 1.7. A la Memoria de Cálculo se anexará copia de los ensayos y certificaciones.

El Informe expedido por el laboratorio, debe contener, como mínimo, lo siguiente:

- a) Nombre y dirección de la obra;
- b) Fecha de recepción de las muestras y fecha de realización de los ensayos;
- c) Fabricante y norma bajo la cual se fabricó el material y bajo la cual se realizaron los ensayos;
- d) Peso por unidad de longitud de la barra, alambre o malla de refuerzo, su conformidad con las variaciones permitidas y su diámetro nominal;
- e) Características del resalto, cuando se trate de acero con resaltos;
- f) Resultados del ensayo de tracción, los cuales deben incluir la resistencia a la cedencia y la resistencia de agotamiento, evaluadas utilizando el área nominal de la barra, alambre o malla, indicada en la Norma correspondiente, y el porcentaje de alargamiento obtenido del ensayo;
- g) Resultado del ensayo de doblado en frío;
- h) Composición química cuando esta se solicita;
- i) Conformidad con la norma de fabricación;
- j) Nombre y firma del director del laboratorio.

## **3.7 SOLDADURAS**

El acero de refuerzo a ser soldado según los requerimientos de esta Norma deberá señalarse en los planos, especificándose el método de soldadura a usarse. En las especificaciones para las barras de acero se deberá exigir un informe sobre las propiedades del material necesario para poder emplear el método de soldadura apropiado, según las especificaciones de la Norma AWS D1.4.

## **CAPITULO 4 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO**

### **4.1 ALCANCE**

En este Capítulo se establecen los requisitos de durabilidad del concreto y las medidas de protección contra la acción de agentes externos. Estos requisitos están limitados a los componentes del concreto y sus proporciones de mezcla para alcanzar las exigencias mínimas establecidas en la norma. No se incluyen disposiciones para exposiciones particularmente severas y no trata aspectos relativos a los acabados tipo obra limpia. En la Sección 7.2.4 se dan los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo.

### **4.2 RELACIÓN AGUA / CEMENTO**

Para alcanzar una durabilidad adecuada, los concretos deberán satisfacer las relaciones agua/cemento en peso que se dan en las Tablas 4.3.1 y 4.3.2. Los cementos deben satisfacer las normas citadas en el Artículo 3.2.

### 4.3 EXPOSICIÓN A CONDICIONES ESPECIALES

#### 4.3.1 Estanqueidad

El concreto destinado a ser estanco deberá cumplir con los requerimientos de la Tabla 4.3.1. Cuando el concreto estructural esté en contacto o rociado por aguas salobres o aguas de mar, se deberán satisfacer: (i) los requisitos que se establecen en la Tabla 4.3.1 para la relación agua/cemento o la resistencia del concreto, según se trate de agregado de peso normal o liviano, respectivamente y; (ii) los de la Sección 7.2.4 referentes a recubrimiento mínimo.

**TABLA 4.3.1 REQUISITOS PARA CONDICIONES DE ESTANQUEIDAD**

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	CONCRETO CON AGREGADO DE PESO NORMAL O AGREGADO LIVIANO	
	Máxima relación agua/cemento por peso	Mínima resistencia del concreto a compresión $f'_c$ , kgf/cm <sup>2</sup>
Concreto destinado a ser estanco:		
a. Concreto expuesto a agua dulce.	0,50	260
b. Concreto expuesto a agua salobre o de mar.	0,45	300
Para protección contra la corrosión de concreto reforzado en contacto o rociado por aguas salobres o aguas de mar.	0,40 <sup>(1)</sup>	350 <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Cuando el recubrimiento mínimo requerido por la Sección 7.2.4 se incrementa en 1cm, la relación agua / cemento puede aumentarse a 0,45 para el concreto de agregado de peso normal, o reducir  $f'_c$  a 300 kgf/cm<sup>2</sup> para los concretos con agregado liviano. Esto último es lo recomendable en zonas sísmicas (véase la Sección 5.2.1).

#### 4.3.2 Exposición a sulfatos

Cuando el concreto esté expuesto a soluciones que contienen sulfatos, deberá cumplir con los requerimientos de la Tabla 4.3.2.

El cloruro de calcio no debe usarse como aditivo en concretos expuestos a soluciones con concentraciones de sulfato, severas a muy severas, tal como se establece en la Tabla 4.3.2.

**TABLA 4.3.2 REQUERIMIENTOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS**

EXPOSICIÓN A SULFATOS	CONCENTRACIÓN DE SULFATO COMO SO <sub>4</sub>		TIPO DE CEMENTO <sup>(1)</sup>	CONCRETO CON AGREGADO DE PESO NORMAL	CONCRETO CON AGREGADO LIVIANO
	En suelos, % en peso	En solución, partes por millón (ppm)		Valor máximo de la relación agua /cemento por peso <sup>(4)</sup>	Mínima resistencia a la compresión, $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) <sup>(4)</sup>
Despreciable	0,00-0,10	0-150	--	--	--
Moderada <sup>(2)</sup>	0,10-0,20	150-1500	II,IP (Ms) IS (Ms)	0,50	260
Severa	0,20-2,00	1500-10000	V	0,45	300

Muy severa	Mas de 2,0	Mas de 10000	V con puzolana <sup>(3)</sup>	0,45	300
<p>1) IP = Tipo I Pórtland; IS = Tipo I Pórtland-Escoria; II = Tipo II; V = Tipo V. La designación M<sub>S</sub> se emplea en cementos ASTM C 595 cuando se trata de exposiciones moderadas a los sulfatos.</p> <p>2) Agua de mar.</p> <p>3) Previamente deberá comprobarse, que con este tipo de cemento la puzolana mejora la resistencia a sulfatos por medio de ensayos o por comportamiento satisfactorio en servicio.</p> <p>4) Para estanqueidad o protección contra la corrosión puede requerirse una relación agua/cemento menor o una resistencia mayor; véase la Tabla 4.3.1.</p> <p>Cuando además de esta Sección deba satisfacerse la Sección 4.3.1, se empleará el menor valor de la relación agua/cemento y el mayor valor de la resistencia mínima</p>					

#### 4.4 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Para protección contra la corrosión, las concentraciones máximas del ion cloruro (Cl<sup>-</sup>) soluble en agua, contenidas en el concreto, a una edad de 28 a 42 días, provenientes del agua, los cementos y los aditivos, no excederán los límites, en porcentajes por peso de cemento, que se especifican en la Tabla 4.4. El método para determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua debe ser el ASTM C1218 o equivalente.

**TABLA 4.4 MÁXIMO CONTENIDO DEL ION CLORURO, PARA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO**

TIPO DE MIEMBRO	MÁXIMO CONTENIDO DE ION CLORURO (Cl <sup>-</sup> ) EN EL CONCRETO, EXPRESADO COMO PORCENTAJE DEL PESO DEL CEMENTO (%)
Concreto reforzado en condiciones de servicio expuesto al ion cloruro	0,15
Concreto reforzado en condiciones de servicio que esté seco o protegido contra la humedad	1,00
Otras construcciones de concreto reforzado.	0,30

## PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

### CAPÍTULO 5 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO, VACIADO Y CALIDAD DEL CONCRETO

#### 5.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los criterios y procedimientos para dosificar, mezclar y vaciar el concreto, para asegurar la durabilidad requerida en el Capítulo 4, así como los requisitos de evaluación y aceptación de la resistencia del concreto propia de los criterios de seguridad implícitos en esta Norma.

De acuerdo con el Artículo 1.7, es responsabilidad de los ingenieros proyectista y residente hacer cumplir las especificaciones que puedan comprometer la elaboración y los criterios de aceptación o rechazo del concreto del presente Capítulo.

#### 5.2 RESISTENCIA DEL CONCRETO

##### 5.2.1 Resistencia promedio a la compresión

El concreto se dosificará para asegurar una resistencia promedio a la compresión,  $f'_{cr}$ , que exceda la resistencia especificada en el proyecto,  $f'_c$ . Los criterios que se establecen en las fórmulas (5-1) a (5-3) de la Sección 5.4.2, aseguran un cuantil congruente con los criterios de seguridad de esta Norma.

La resistencia especificada del concreto  $f'_c$  en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm<sup>2</sup>. Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm<sup>2</sup>, a menos que se demuestre experimentalmente que con otras resistencias, los miembros estructurales elaborados con esos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia.

Para la determinación de  $f'_c$ , se entiende como ensayo de resistencia el promedio de las resistencias de al menos dos cilindros hechos de la misma muestra, ensayados a los 28 días o a la edad de ensayo especificada de acuerdo con la Norma COVENIN 338 (Véase la Sección 5.9.2). El concreto debe producirse minimizando la frecuencia de resistencias por debajo de  $f'_c$ , con arreglo a los criterios de aceptación de la Subsección 5.9.2.3.

En los planos del proyecto se deberá indicar claramente la resistencia especificada a la compresión del concreto,  $f'_c$ , con la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

##### 5.2.2 Edad de ensayo

A menos que se especifique otra cosa,  $f'_c$  se basará en ensayos a los 28 días. Para concretos que requieren una resistencia  $f'_c$  determinada a otra edad, esta se indicará en los planos y especificaciones.

##### 5.2.3 Resistencia a la tracción

Cuando se empleen los criterios de diseño de la Sección 9.6.2, los Artículos 11.3 y 12.2 que requieren el uso del valor de la resistencia a la tracción del concreto, deberán hacerse ensayos de laboratorio de acuerdo con la Norma COVENIN 341 a fin de establecer el valor de  $f_{ct}$  que corresponde al valor especificado de  $f'_c$ .

Los ensayos de tracción indirecta no se aceptarán como base para el control de la resistencia del concreto en obra.

#### 5.3 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO

##### 5.3.1 Cualidades de la mezcla

La dosificación de los ingredientes del concreto, incluidos los aditivos a ser empleados (véase el Artículo 3.5), deberá determinarse a fin de lograr lo siguiente:

- a. La trabajabilidad y consistencia adecuadas para permitir que el concreto sea vaciado fácilmente dentro del encofrado y alrededor del acero de refuerzo, bajo las condiciones de colocación en obra, sin segregación ni exudación excesivas.
- b. La resistencia y durabilidad en ambientes agresivos cuando lo requiera el Capítulo 4 de esta Norma.
- c. El cumplimiento de los requisitos de evaluación y aceptación establecidos en el Artículo 5.9.

Cuando se usen distintos materiales en diferentes partes de la obra, es obligatorio evaluar cada combinación separadamente.

### **5.3.2 Determinación de la dosificación**

La dosificación debe cumplir con los requisitos establecidos en el Capítulo 4. Deberá determinarse sobre la base de la experiencia en obra y/o mediante mezclas de tanteo con los materiales a emplear, según se especifica en el Artículo 5.4, excepto lo permitido en el Artículo 5.5.

## **5.4 DOSIFICACIÓN CON BASE EN EXPERIENCIAS PREVIAS, EN MEZCLAS DE TANTEO, O AMBAS**

Para la dosificación del concreto con base a la experiencia en obra y/o mediante mezclas de tanteo, se debe determinar una resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$ . Cuando se disponga de una desviación estándar que satisface la Sección 5.4.1,  $f'_{cr}$  se determinará de acuerdo con la Subsección 5.4.2.1. Cuando no se pueda calcular una desviación estándar basada en el registro de ensayos, la resistencia  $f'_{cr}$  se determinará según la Subsección 5.4.2.2.

La dosificación del concreto se determinará considerando: (i) la resistencia promedio y comparándola con la resistencia promedio de un registro de ensayos aceptable (Subsección 5.4.3.1), o; (ii) empleando mezclas de tanteo (Subsección 5.4.3.2) cuando se disponga de un registro de ensayos aceptable.

### **5.4.1 Desviación estándar**

#### **5.4.1.1 Cálculo para 30 ó más ensayos consecutivos**

Cuando la planta de producción del concreto tenga un registro aceptable de ensayos, podrá determinarse la desviación estándar. El registro de ensayos con los cuales se calcula la desviación estándar se considerará aceptable cuando se cumpla con lo siguiente:

- a. Representar los materiales, los procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las que se esperan en obra, con cambios en los materiales y las dosificaciones en los registros de ensayo, tan amplios como aquellos que se esperan en la obra a construir;
- b. Representar un concreto cuya resistencia  $f'_c$  esté dentro del límite de  $\pm 70$  kgf/cm<sup>2</sup> de la que se especifique para la obra a construirse;
- c. Representar por lo menos 30 ensayos consecutivos o dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos 30 ensayos. Cada ensayo debe satisfacer la Sección 5.2.1.

#### **5.4.1.2 Cálculo para menos de 30 ensayos consecutivos**

Cuando una planta o instalación productora de concreto tiene un solo registro de 15 a 29 ensayos consecutivos, que corresponde a un periodo no menor de 45 días calendario, y se satisfagan los requerimientos §a. y §b. de la Subsección 5.4.1.1, se puede establecer la desviación estándar a emplear en la Subsección 5.4.2.1, multiplicando la desviación estándar del registro de 15 a 29 ensayos consecutivos por el factor de modificación de la Tabla 5.4.1.2.

**TABLA 5.4.1.2 FACTORES DE MODIFICACION PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS CONSECUTIVOS**

NÚMERO DE ENSAYOS (*)	FACTOR DE MODIFICACIÓN
Menos de 15	Usar la Tabla 5.4.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

(\*) Interpólese para valores intermedios del número de ensayos.

## 5.4.2 Resistencia promedio requerida

### 5.4.2.1 Desviación estándar conocida

Cuando se dispone de datos suficientes y se ha calculado la desviación estándar según la Subsección 5.4.1.1 o la Subsección 5.4.1.2, la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  que se utilizará como base para seleccionar la dosificación del concreto, será la mayor de las calculadas por: (i) las fórmulas (5-1) o (5-2) para  $f'_c \leq 350 \text{ kgf/cm}^2$ , ó; (ii) las fórmulas (5-1) ó (5-3) para  $f'_c > 350 \text{ kgf/cm}^2$ .

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

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 \bar{s} - 35 \quad (5-2)$$

$$f'_{cr} = 0.9 f'_c + 2.33 \bar{s} \quad (5-3)$$

donde  $f'_c$  es la resistencia a compresión especificada en el proyecto y  $\bar{s}$  es la desviación estándar.

### 5.4.2.2 Desviación estándar desconocida

Cuando en una instalación o planta de producción de concreto no se tenga un registro de ensayos de obra que permita calcular la desviación estándar según se establece en la Subsección 5.4.1.1, o la Subsección 5.4.1.2, la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  se determinará por medio de la Tabla 5.4.2.2 y el procedimiento para justificar la dosificación se realizará de acuerdo con los requerimientos de la Subsección 5.4.3.2.

**TABLA 5.4.2.2 RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA,  $f'_{cr}$ , CUANDO NO SE DISPONE DE DATOS PARA ESTABLECER LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR**

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN $f'_c$ , $\text{kgf/cm}^2$	RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA $f'_{cr}$ , $\text{kgf/cm}^2$		
	Excelente Control de Calidad	Control de Calidad Aceptable	Sin Control de Calidad
Menor de $210 \text{ kgf/cm}^2$ <sup>(1)</sup>	$f'_c + 45$	$f'_c + 80$	$f'_c + 130$
De $210$ a $350 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c + 60$	$f'_c + 95$	$f'_c + 170$
Mas de $350 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c + 75$	$f'_c + 110$	$f'_c + 210$

**Nota:** (1) En áreas sísmicas  $f'_c$  no será menor de  $210 \text{ kgf/cm}^2$  (véase la Sección 5.2.1)

### **5.4.3 Procedimientos para determinar la dosificación**

Para determinar la dosificación adecuada, para obtener una resistencia promedio igual o mayor que la resistencia promedio  $f'_{cr}$  (Sección 5.4.2), se puede emplear: (i) el procedimiento de la Subsección 5.4.3.1 si se dispone de uno o varios registros adecuados de ensayos de resistencia en obra; (ii) el procedimiento de las mezclas de tanteo de la Subsección 5.4.3.2, cuando no se tiene un registro de ensayos adecuados. Cuando no se dispone de registros adecuados de ensayos de resistencia, excepcionalmente se pueden emplear los criterios conservadores del Artículo 5.5.

#### **5.4.3.1 Se dispone de registros adecuados**

Cuando los registros de ensayos se emplean para demostrar que la dosificación propuesta para el concreto producirá la resistencia promedio  $f'_{cr}$  (Subsección 5.4.2.1), tales registros deben provenir de materiales y condiciones similares a los que se esperan en la obra. Los cambios de materiales, condiciones o dosificaciones en las mezclas de prueba serán por lo menos tan amplios como aquellos que puedan presentarse durante la construcción.

Para justificar la dosificación, puede usarse un conjunto de 15 a 29 ensayos consecutivos del registro correspondientes a un periodo no menor de 45 días calendario. La resistencia promedio de este conjunto de ensayos debe ser mayor o igual que la resistencia promedio especificada. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y dosificación de dos o más registros de ensayos, siempre que cada uno de ellos satisfaga los requerimientos de esta Subsección.

#### **5.4.3.2 No se dispone de registros adecuados**

Cuando no se disponga de un registro aceptable de ensayos en obra, la dosificación del concreto puede establecerse con base a mezclas de tanteo que satisfagan las siguientes condiciones:

- a. Las combinaciones de materiales deben ser las de la obra a construir.
- b. Las mezclas de tanteo, con las dosificaciones y las consistencias requeridas para el trabajo propuesto, deben hacerse usando por lo menos tres diferentes relaciones agua/cemento, o contenidos de cemento, las cuales conduzcan a resistencias que abarquen la resistencia promedio  $f'_{cr}$ .
- c. Las mezclas de tanteo deben diseñarse para producir un concreto cuyo asentamiento este dentro de  $\pm 2$  cm del máximo permitido y su contenido de airé, dentro de  $\pm 0.5$  por ciento del máximo contenido de aire cuando este se especifique.
- d. Para cada relación agua/cemento o contenido de cemento se harán tres cilindros por cada edad de ensayo, los cuales se prepararán y curarán de acuerdo con la Norma COVENIN 338. Los cilindros se ensayarán a los 28 días o a la edad de ensayo definida para la determinación de  $f'_c$ .
- e. Los resultados de los ensayos se representarán en una curva que muestre la resistencia a la comprensión a la edad de ensayo estipulada, en función de la relación agua/cemento o el contenido de cemento.
- f. La máxima relación agua/cemento o el mínimo contenido de cemento para el concreto a usar en la obra, será el valor obtenido de la curva que asegure la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  por la Sección 5.4.2, a menos que, de acuerdo con el Capítulo 4, las condiciones locales requieran una relación agua/cemento más baja o una mayor resistencia.

### **5.5 DOSIFICACIÓN POR MEDIO DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO**

Cuando no se dispone de los datos requeridos en el Artículo 5.4, se podrá autorizar la dosificación del concreto con base en los límites de la relación agua/cemento dados en la Tabla 5.5, siempre que sea aprobado por el Ingenieros responsable de la obra.

**TABLA 5.5 RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMA PERMISIBLE CUANDO NO EXISTEN DATOS DE ENSAYOS DE RESISTENCIA O EXPERIENCIA EN OBRA**

RESISTENCIA ESPECIFICADA $f'_c$ , kgf/cm <sup>2</sup> (1)	RELACIÓN AGUA/CEMENTO POR PESO	
	CONCRETO SIN AIRE INCORPORADO	CONCRETO CON AIRE INCORPORADO
150 (2)	0,62	0,51
210	0,52	0,42
250	0,44	0,34
300	0,37	(3)
350	(3)	(3)

(1) Resistencia especificada del concreto a la compresión a los 28 días. Para la mayoría de los materiales, las relaciones agua/cemento dadas proporcionan resistencias promedio mayores que las indicadas en la Sección 5.4.2.

(2) En zonas sísmicas no se permiten concretos con resistencias inferiores a 210 kgf/cm<sup>2</sup>

(3) La dosificación de concretos con resistencias mayores que 300 kgf/cm<sup>2</sup> sin aire incorporado ó mayores que 250 kgf/cm<sup>2</sup> con aire incorporado, debe hacerse por los métodos del Artículo 5.4 (experiencias previas, mezclas de tanteo ó ambas).

La Tabla 5.5 sólo es válida para concretos elaborados con cementos que cumplan con las especificaciones del Artículo 3.2 y no será aplicable a concretos que contengan agregados livianos, o aditivos diferentes a los incorporadores de aire.

La dosificación del concreto por medio de las relaciones agua/cemento establecidas en la Tabla 5.5, deberá también satisfacer los requerimientos del Capítulo 4 para concretos expuestos a condiciones especiales y los criterios de evaluación y aceptación del Artículo 5.9.

## 5.6 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

A medida que se van obteniendo datos durante la construcción, se puede reducir la diferencia ( $f'_{cr} - f'_c$ ), siempre que se cumplan: (i) los requerimientos para exposición en condiciones especiales del Capítulo 4, y; (ii) una de las dos condiciones siguientes:

- Se dispone de 30 o más resultados de ensayos cuya resistencia promedio excede la requerida por la Sección 5.4.2.1, y la desviación estándar calculada satisface la Subsección 5.4.1.1.
- Se dispone de 15 a 29 resultados de ensayos cuya resistencia promedio excede la requerida por la Subsección 5.4.2.1, y la desviación estándar calculada no excede la de la Subsección 5.4.1.2.

## 5.7 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

### 5.7.1 Preparación del equipo y del lugar de vaciado

Antes de mezclar y vaciar el concreto se tomarán las siguientes precauciones:

- Todo el equipo de mezclado y transporte del concreto deberá estar limpio;
- Se retirarán los escombros y residuos de los espacios a ser ocupados por el concreto;
- La superficie de los encofrados estará adecuadamente protegida y tratada;
- Los paramentos de la mampostería que van a estar en contacto con el concreto estarán bien humedecidos;
- El acero de refuerzo deberá estar completamente libre de costras perjudiciales;
- Se eliminará todo excedente de agua del lugar del vaciado, a menos que se vaya a emplear una trompa de vaciado, u otros métodos autorizados por el Ingeniero inspector;

g. La superficie del concreto endurecido en una junta de construcción debe estar libre de segregaciones o de material defectuoso antes de continuar el vaciado.

### **5.7.2 Mezclado del concreto**

Todo el concreto deberá mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y la descarga será completa antes de que vuelva a cargarse el equipo mezclador.

#### **5.7.2.1 Concreto mezclado en obra**

La operación del mezclado del concreto en obra deberá ejecutarse de acuerdo con lo siguiente:

- a. El mezclado se hará en un equipo mezclador que cumpla con la Norma COVENIN 1680;
- b. El equipo mezclador deberá hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante;
- c. El mezclado se continuará por lo menos durante un minuto y medio después que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio, según los criterios de la Norma COVENIN 633 para plantas premezcladoras;
- d. El transporte de los materiales, los volúmenes dosificados y mezclados serán realizados de acuerdo con las disposiciones que sean aplicables de la Norma COVENIN 633;
- e. Se llevará un registro detallado para identificar:
  1. Número de volúmenes de unidad de mezcla producidos;
  2. Dosificación usada para los materiales;
  3. Ubicación aproximada de la colocación final en la estructura;
  4. Fecha y hora del mezclado, y del vaciado.

#### **5.7.2.2 Concreto premezclado**

El concreto premezclado deberá mezclarse y entregarse de acuerdo con los requerimientos de la Norma COVENIN 633. La duración del mezclado será la necesaria; véase el § c de la Subsección 5.7.2.1.

### **5.7.3 Transporte**

El concreto deberá transportarse de la mezcladora al sitio del vaciado empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales. El equipo de transporte deberá ser capaz de suministrar el concreto en el sitio de colocación sin segregación, ni interrupciones que ocasionen la pérdida de plasticidad entre vaciados sucesivos, evitando la formación de juntas frías.

### **5.7.4 Vaciado**

#### **5.7.4.1 Precauciones**

Durante el vaciado se tomarán las siguientes precauciones:

- a. El concreto deberá depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar segregación debido a la manipulación repetida o al flujo de la masa;
- b. El vaciado deberá efectuarse a una velocidad adecuada, con la finalidad de que el concreto conserve su estado plástico y fluya fácilmente entre las barras;
- c. Una vez iniciado el vaciado, este se efectuará en una operación continua hasta que se termine el sector definido por sus límites o juntas prefijadas, excepto las limitaciones establecidas en el Artículo 6.5;
- d. La superficie superior del concreto vaciado en capas superpuestas generalmente estará a nivel;
- e. Las juntas de construcción o vaciado, se ejecutarán de acuerdo con el Artículo 6.5;

f. En tiempo caluroso, deberá ponerse atención a: los ingredientes, los métodos de producción, el manejo, la protección y el curado, para evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación de agua, que pueda afectar la resistencia requerida o el comportamiento en servicio, del miembro o estructura.

#### **5.7.4.2 Compactación**

Durante el vaciado el concreto se compactará cuidadosamente por medios adecuados y se trabajará con esmero alrededor del acero de refuerzo, de las instalaciones embutidas (véase el Artículo 6.4), así como en las esquinas de los encofrados.

#### **5.7.4.3 Limitaciones**

i. No se vaciarán concretos que hayan endurecido parcialmente, o estén contaminados con materiales extraños.

ii. No se permitirá el re-mezclado del concreto parcialmente endurecido agregándole agua a menos que, excepcionalmente, y solo en casos donde la posible pérdida de resistencia no afecte la seguridad, el Ingeniero inspector lo autorice por escrito.

### **5.8 CURADO**

#### **5.8.1 Temperatura de curado**

El concreto deberá mantenerse a una temperatura de más de 10 °C y en una condición húmeda, por lo menos durante los primeros siete días después de vaciado, a menos que se realice el curado de acuerdo con la Sección 5.8.2 o el concreto sea de alta resistencia a edad temprana. En este caso, el concreto deberá mantenerse a una temperatura de más de 10 °C y en una condición húmeda por lo menos los primeros tres días, excepto cuando se realice el curado de acuerdo con la Sección 5.8.2.

#### **5.8.2 Curado acelerado**

##### **5.8.2.1 Procedimientos de curado**

Para acelerar el aumento de la resistencia y reducir el tiempo de curado se podrá emplear: el curado con vapor a alta presión, vapor a la presión atmosférica, calor y humedad, u otro aceptado.

##### **5.8.2.2 Resistencia a la compresión**

El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en la misma. Para asegurar que el curado sea satisfactorio, el Ingeniero inspector de la obra podrá requerir ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con la Sección 5.9.3,

##### **5.8.2.3 Durabilidad**

El procedimiento de curado, debe producir un concreto con una durabilidad por lo menos equivalente al concreto curado por el método indicado en la Sección 5.8.1.

### **5.9 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN**

#### **5.9.1 Frecuencia de los ensayos**

Cada ensayo de resistencia deberá satisfacer la Sección 5.2.1 y su frecuencia será la siguiente:

(a). Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto vaciado, deberán tomarse no menos de una vez por día, ni menos de una vez cada 100 m<sup>3</sup> de concreto vaciado, ni menos de una vez por cada 460 m<sup>2</sup> de superficie de losas, placas o muros.

(b). Cuando la cantidad total del concreto en una obra dada es tal, que la frecuencia especificada de las pruebas requeridas proporcione menos de cinco muestras para una clase de concreto dada, deberán hacerse ensayos de

por lo menos cinco unidades de mezcla producidas seleccionadas al azar, o de cada unidad de mezcla producida cuando sean menos de cinco.

(c). Cuando la cantidad total de una clase de concreto es menor que  $30 \text{ m}^3$ , el número de pruebas de resistencia puede reducirse a juicio del Ingeniero inspector, si este considera que existe una evidencia adecuada de que la resistencia es satisfactoria. Lo anterior no aplica cuando se trata de columnas u otros miembros que cumplen una función fundamental en la estabilidad de la estructura.

## **5.9.2 Ensayos de probetas curadas en el laboratorio**

### **5.9.2.1 Toma de muestras**

Las muestras para los ensayos de resistencia deberán tomarse de acuerdo con la Norma COVENIN 344.

### **5.9.2.2 Elaboración y curado de cilindros**

Los cilindros para los ensayos de resistencia deberán moldearse y curarse en el laboratorio y ensayarse de acuerdo con la Norma COVENIN 338.

### **5.9.2.3 Criterios de aceptación**

La resistencia del concreto se considerará satisfactoria cuando se cumplan, simultáneamente, los dos criterios siguientes:

a. Ningún resultado individual, promedio de al menos dos cilindros, está por debajo de  $f'_c$  en más de:  $35 \text{ kgf/cm}^2$  cuando  $f'_c \leq 350 \text{ kgf/cm}^2$ , o de  $0,1 f'_c$  cuando  $f'_c > 350 \text{ kgf/cm}^2$ .

b. El promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos iguala o excede el valor  $f'_c$  especificado.

Cuando no se satisface alguno de los dos requerimientos anteriores, de inmediato se adoptarán medidas para aumentar el promedio de los resultados de ensayos posteriores. Además, cuando no se satisfacen los requerimientos del punto (a), se deberán considerar las disposiciones de la Sección 5.9.4.

## **5.9.3 Ensayos de probetas curadas en obra**

### **5.9.3.1 Elaboración**

Las probetas curadas en obra deberán ser hechas al mismo tiempo y de las mismas muestras de concreto que las probetas curadas en el laboratorio.

### **5.9.3.2 Control de curado**

El Ingeniero inspector, podrá solicitar pruebas de resistencia de las probetas curadas bajo las condiciones de la obra. Para reproducir las condiciones de curado en la obra, las probetas deberán permanecer constantemente a la sombra, controlando y registrando periódicamente el ambiente y su temperatura, los cuales son datos indispensables para la interpretación de los resultados.

Las probetas curadas en obra la deberán tratarse según las condiciones establecidas en la Norma COVENIN 338.

### **5.9.3.3 Criterio de evaluación**

Cuando la resistencia de los cilindros curados en la obra, a la edad especificada para medir  $f'_c$ , sea menor que el 85% de la correspondiente a los cilindros gemelos curados en el laboratorio, deberán mejorarse los procedimientos de protección y curado del concreto. El límite del 85% puede omitirse cuando la resistencia de los cilindros curados en obra excede  $f'_c$  en más de  $35 \text{ kgf/cm}^2$ .

## **5.9.4 Investigación de los resultados de ensayos de baja resistencia**

#### 5.9.4.1 Resultados de ensayos

Cuando algún ensayo de resistencia (Sección 5.2.1) de cilindros curados en el laboratorio, da valores por debajo de  $f'_c$  en más de 35 kgf/cm<sup>2</sup> ó de 0,1  $f'_c$  según aplique (Subsección 5.9.2.3.a), o cuando las pruebas de los cilindros curados en la obra indican deficiencias en la protección y curado (Subsección 5.9.3.3), se tomarán medidas para asegurar que la capacidad resistente de la estructura no quede comprometida.

#### 5.9.4.2 Extracción y curado de núcleos de concreto

Cuando quede confirmada la posibilidad de que la resistencia del concreto en miembros portantes sea baja y los cálculos indiquen que está comprometida la capacidad resistente de la estructura, se puede requerir el ensayo de núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la Norma COVENIN 345. Deberán tomarse tres núcleos por cada resultado de ensayo de resistencia de cilindros que este por debajo de  $f'_c$  en más de 35 kgf/cm<sup>2</sup> ó de 0,1  $f'_c$  según aplique.

Cuando el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicio, los núcleos deberán secarse al aire a una temperatura entre 15 °C y 30 °C, con humedad relativa menor de 60%, durante siete días antes de la prueba y deberán ensayarse secos. Cuando el concreto de la estructura va a estar superficialmente húmedo durante las condiciones de servicio, los núcleos se sumergirán en agua por lo menos durante 48 horas y deberán ensayarse húmedos.

#### 5.9.4.3 Criterios de aceptación

El concreto de la zona representada por los núcleos se considerará estructuralmente adecuado, cuando la resistencia promedio de los tres núcleos sea por lo menos igual al 85% de  $f'_c$  y ningún núcleo tenga una resistencia menor que el 75% de  $f'_c$ . Para comprobar la precisión del ensayo, se pueden volver a extraer y ensayar núcleos de lugares cercanos al sitio donde se extrajeron aquellos cuyas resistencias se consideren dudosas.

Cuando los criterios de aceptación del párrafo anterior no se satisfacen mediante los ensayos de núcleos y si las condiciones estructurales permanecen en duda, el Ingeniero inspector puede ordenar que se hagan pruebas de carga para verificar la seguridad de la parte dudosa de la estructura, con arreglo al Capítulo 17 de esta Norma, o tomar otra decisión adecuada a las circunstancias.

### 5.10 COLUMNAS CON CONCRETOS DE MAYOR RESISTENCIA

Cuando, excepcionalmente, la resistencia a la compresión especificada para el concreto de una columna deba ser mayor que hasta 1,4 veces la resistencia especificada para el concreto de ese entrepiso, la transmisión de cargas a través del entrepiso se hará por medio de uno de los métodos siguientes:

1. El concreto con resistencia especificada para la columna será vaciado en la ubicación de la misma. La superficie superior del concreto de la columna se extenderá dentro de la losa a no menos de 60 cm. de la cara de la columna. El concreto de la columna será monolítico con el concreto del piso y será vaciado de acuerdo con el Artículo 6.5.3.
2. Para columnas conectadas lateralmente por cuatro vigas de profundidad aproximadamente igual, o por losas, la resistencia de la columna podrá estar basada en una resistencia del concreto en las juntas, tal que se tome el 75% de la resistencia del concreto de la columna y el 25% de la resistencia del concreto de piso. Cuando la columna esté conectada a menos de 4 vigas, los dos porcentajes anteriores serán iguales al 50%.

## CAPITULO 6 ENCOFRADOS TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

### 6.1 ALCANCE

Este Capítulo trata sobre los requisitos y las precauciones a seguir en el diseño de encofrados, apuntalamientos temporales y remoción de los mismos para evitar daños a personas y cosas durante las construcciones.

Igualmente trata sobre las tuberías embutidas en el concreto, su ubicación y precauciones con relación al tipo de material. También se tratan las precauciones para la ejecución de juntas de construcción.

## **6.2 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS**

Los encofrados deben ser diseñados en forma tal, que den por resultado una estructura que cumpla con las formas, dimensiones y texturas exigidas en los planos y especificaciones. Deberán ser lo suficientemente estancos para prevenir la filtración del mortero y estar adecuadamente arriostrados para mantener su forma y posición. Sus apoyos deberán diseñarse para que no se perjudique la estructura previamente vaciada.

Los encofrados se diseñarán considerando los siguientes factores:

- a. La velocidad y el método de vaciado;
- b. Todas las cargas de construcción: las verticales, las horizontales y de impacto;
- c. Los requisitos especiales que son necesarios para la construcción de cáscaras, placas plegadas, cúpulas, concreto de obra limpia u otros tipos semejantes de elementos.

## **6.3 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO**

No se aplicarán cargas de construcción ni se retirarán puntales en ningún sector de la estructura en construcción, excepto cuando ese sector, junto con el sistema restante de encofrado y puntales, tenga suficiente resistencia como para soportar con seguridad su peso propio y las cargas de construcción.

A menos que el análisis estructural demuestre que existe la resistencia adecuada para soportar las cargas adicionales, no deberán aplicarse cargas que sobrepasen el valor combinado de la carga permanente más la carga variable especificada sobre ninguna parte de la estructura que no esté apuntalada.

Antes del desencofrado o retiro de puntales, se deberá comprobar que la resistencia de la estructura es suficiente, por medio de un análisis estructural que tome en cuenta: las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrados y puntales, y los valores de la resistencia del concreto. Estos últimos pueden basarse en ensayos de cilindros curados en obra, o en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto cuando así lo apruebe el Profesional Responsable. El análisis estructural y los resultados de los ensayos de resistencia deben ser suministrados al Profesional Responsable cuando este lo requiera.

El desencofrado se realizará sin afectar la seguridad ni el comportamiento en servicio de la estructura. Todo concreto que quede descubierto al retirar los moldes deberá tener la suficiente resistencia para no dañarse durante esta operación.

## **6.4 TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBEBIDAS EN CONCRETO**

### **6.4.1 Criterios generales**

Dentro de las limitaciones de este Artículo y previa aprobación del Ingeniero estructural, se podrán embeber en el concreto: las camisas, tubos o conductos de cualquier material que no sea perjudicial al concreto, y, salvo que cumplan los requisitos de la Sección 6.4.5, no se considerarán sustitutos del concreto desplazado.

### **6.4.2 Elementos de aluminio**

Los tubos, las camisas o conductos de aluminio, no deberán embutirse en concreto estructural, a menos que se recubran o pinten adecuadamente para evitar la reacción concreto-aluminio o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

### **6.4.3 Pérdida de sección**

Las camisas, conductos u otras tuberías que pasen a través de losas, placas, muros o vigas, tendrán un tamaño y estarán ubicadas de tal forma que no afecten significativamente la resistencia de la construcción.

Los conductos eléctricos y otras tuberías embebidas en las columnas, no deberán ocupar junto con sus accesorios, más del 4% del área de la sección considerada en el cálculo o de la requerida para la protección contra el fuego.

#### **6.4.4 Requisitos de ubicación**

Excepto cuando los planos con las dimensiones y ubicación de los conductos y tuberías sean aprobados por un Ingeniero Estructural, los tubos o conductos embebidos, que no sean los que meramente atraviesen los miembros, deberán satisfacer las siguientes condiciones:

- a. Sus dimensiones exteriores no serán mayores que un tercio del espesor de la losa, muro o viga, según donde estén embebidos.
- b. Su separación centro a centro será por lo menos de tres diámetros o anchuras.
- c. Estarán localizados de tal forma que no afectarán significativamente la resistencia de la construcción.

#### **6.4.5 Incorporación como elementos estructurales**

Se puede considerar que las camisas, conductos o tuberías, sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado, si satisfacen las siguientes condiciones:

- a. No están expuestos a la corrosión u otra causa de deterioro;
- b. Son de hierro sin revestimiento o galvanizado, o de acero con espesor no menor que el de la tubería estándar de acero (relación diámetro/ acero = 40);
- c. Tienen un diámetro nominal interior no mayor de 5 cm. y están separados a no menos de tres diámetros centro a centro.

#### **6.4.6 Tubos destinados al paso de gases o líquidos**

Los tubos destinados al paso de líquidos, gases o vapor, se pueden embutir en el concreto estructural bajo las siguientes condiciones adicionales:

- a. Los tubos y uniones se diseñarán para resistir los efectos de ataques químicos al material, presión y temperatura a la cual quedarán solicitadas.
- b. No se permitirá el uso de las tuberías embebidas hasta que el concreto alcance su resistencia de diseño, salvo que se trate de agua a no más de 32 °C y presiones inferiores a 4 kgf/cm<sup>2</sup> de presión.
- c. En las losas macizas, las tuberías se colocarán entre las capas del refuerzo superior e inferior, a menos que estos sirvan para irradiar calor.
- d. Salvo las condiciones establecidas en la Sección 7.1.4, el recubrimiento para tuberías, conductos y conexiones no será menor que 4 cm para concreto expuesto a la intemperie o contra el terreno natural, ni menos de 2 cm en otras condiciones.
- e. El área del acero de refuerzo en dirección perpendicular a la tubería será por lo menos un 0.2 % de la sección de concreto.
- f. Las tuberías y conductos se fabricarán e instalarán de modo tal, que no se requiera cortar, doblar o desplazar los aceros de refuerzo. Se acoplarán mediante soldaduras de acero, bronce o zinc u otros métodos igualmente satisfactorios.

### **6.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN**

#### **6.5.1 Limpieza**

La superficie del concreto de las juntas de construcción deberá limpiarse cuidadosamente, eliminando materiales sueltos.

#### **6.5.2 Preparación previa al vaciado**

Inmediatamente antes de continuar el vaciado, todas las juntas de construcción deberán humedecerse, eliminándose el agua que haya quedado depositada en ellas.

#### **6.5.3 Ubicación y ejecución**

Las juntas de construcción deben localizarse y ejecutarse de tal forma que no afecten significativamente la resistencia de la estructura, adoptando las precauciones necesarias para transmitir la fuerza cortante y otras solicitaciones. Véase el Artículo 11.6. Para tanques y recipientes estancos, véase el Artículo 20.5

En los pisos, las juntas de construcción se localizarán en el tercio central de las luces de las losas y vigas. En las vigas principales las juntas se separarán de la intersección con las vigas secundarias, una distancia no menor de dos veces el anchura de estas últimas.

Cuando las losas y vigas se vacíen conjuntamente con las columnas y muros de soporte, es recomendable que transcurra cierto tiempo entre el vaciado de los elementos de apoyo y los horizontales, hasta que el concreto de los primeros inicie su fraguado y no se produzcan asentamientos.

Las vigas, cartelas, ábacos y capiteles, se vaciarán monolíticamente como parte del sistema del piso, a menos que se indique otra cosa en los planos estructurales o especificaciones.

## CAPÍTULO 7 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

### 7.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán en el detallado y las prácticas constructivas del acero de refuerzo en los miembros estructurales y sus conexiones con Nivel de Diseño ND1, ND2 o ND3. Incluye disposiciones para las columnas mixtas acero – concreto. Se especifican los recubrimientos mínimos y las tolerancias para su ejecución, así como también el acero de refuerzo necesario para controlar la retracción de fraguado del concreto y las que produzcan las variaciones de temperatura en las piezas. Para estructuras con Nivel de Diseño ND1 se especifican los requisitos de integridad estructural que globalmente mejoran la ductilidad y la estabilidad de la estructura.

### 7.2 DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

#### 7.2.1 Diámetros de dobleces

El diámetro interno mínimo de doblez del acero de refuerzo en forma de barras o mallas electrosoldadas cumplirá con los siguientes requisitos y los de la Sección 7.9.2:

a) Barras: El diámetro interno de doblez de las barras de acero de refuerzo, longitudinal y transversal, serán los dados en las Tablas 7.2.1a y 7.2.1b.

**TABLA 7.2.1a DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL**

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de doblez
N° 3 a N° 8 ( 8M a 25M)	6 d <sub>b</sub>
N° 9 a N° 11 (32M a 36M)	8 d <sub>b</sub>
N° 14 y 18 (40M y 55M)	10 d <sub>b</sub>

**TABLA 7.2.1b DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO TRANSVERAL**

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de doblez
N° 3 a N° 5 (8M a 16M)	4 d <sub>b</sub>

N° 6 a N° 8 (16M a 25M)	6 d <sub>b</sub>
----------------------------	------------------

b) Mallas electrosoldadas: El diámetro interno de dobléz de la malla de alambres electrosoldados, de alambres lisos o con resaltes, usada como estribos o ligaduras no será menor que 4d<sub>b</sub> para el alambre con resaltes de diámetro mayor que 7 mm y de 2d<sub>b</sub> para todos los demás alambres. Los dobleces con un diámetro interno menor que 8d<sub>b</sub> no se ubicarán a menos de 4d<sub>b</sub> de la intersección electrosoldada más próxima.

### 7.2.2 Ganchura estándar

En esta Norma el término *ganchura estándar* se emplea para designar lo siguiente:

a. En el acero de refuerzo longitudinal:

1. Una vuelta semicircular (180°) más una extensión de 4d<sub>b</sub> pero no menor de 7 cm en el extremo libre;
2. Una vuelta de 90 ° más una extensión de 12d<sub>b</sub> en el extremo libre.

b. En el acero de refuerzo transversal :

3. En barras N° 5 (16M) o menores, una vuelta de 90° más una extensión igual a 6d<sub>b</sub> en el extremo libre de la barra.

4. En barras N° 6 a N° 8 (20M a 25M), una vuelta de 90° más una extensión de 12d<sub>b</sub> en el extremo libre de la barra.

5. Barras N° 8 (25M) y menores, con ganchuras de 135° más una extensión de 6d<sub>b</sub> en el extremo libre.

6. En los nodos de las estructuras con Nivel de Diseño ND1, según el Artículo 11.10, y las estructuras con Niveles de Diseño ND2 o ND3, según el Capítulo 18, los estribos y ligaduras cerrados requeridos deben tener en ambos extremos ganchuras con un dobléz no menor de 135°, con una extensión de 6d<sub>b</sub> pero no menor de 7.5 cm, que abrace el refuerzo longitudinal y se proyecte hacia el interior de la sección del miembro. Los ganchuras de los estribos sucesivos arriostrando la misma barra longitudinal deben estar alternado de extremo a extremos.

7. Cuando excepcionalmente se usen estribos o ligaduras de una rama, el dobléz en uno de los extremos debe ser un ganchura de no menos de 180°, con una extensión de 6d<sub>b</sub> pero no menor de 7,5 cm y en el otro extremo un ganchura de no menos de 135° con una extensión de 6d<sub>b</sub>.

### 7.2.3 Separación del acero de refuerzo

#### 7.2.3.1 Barras

La separación libre entre barras paralelas de una capa no será menor que d<sub>b</sub> ni menor que 2,5 cm. Con relación al tamaño del agregado grueso, véase la Sección 3.3.1.

Cuando las barras paralelas del refuerzo se colocan en dos o más capas, las barras de las capas superiores serán colocadas en la misma vertical de las capas inferiores, con una separación libre entre las capas no menor de 2,5 cm.

En miembros comprimidos, ligados o zunchados, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5d<sub>b</sub>, 4 cm. Con relación al tamaño grueso, véase la Sección 3.3.1.

Los valores límites para la separación libre entre las barras se aplicarán también para la separación libre entre los empalmes por solape, y entre éstos y las barras adyacentes.

En muros, losas y placas (con excepción de losas y placas nervadas), la separación para el refuerzo principal no será mayor que tres veces el espesor del muro, la losa o placa ni más de 45 cm.

#### 7.2.3.2 Grupos de barras

Se podrán disponer barras paralelas en contacto para que actúen como una unidad en vigas y columnas. Todo grupo de barras debe quedar cercado por estribos o ligaduras con ganchura a 135°, aunque el paquete no esté en una esquina. El número máximo de barras por paquetes es de 4 en edificaciones con Nivel de Diseño ND1, y se limita a 2 en miembros con Nivel de Diseño ND2 o ND3. En las vigas no se usarán grupos de barras mayores de No. 11 (32M).

En los tramos interiores de los miembros en flexión, las barras individuales dentro del grupo se cortarán en diferentes puntos, escalonándose a una distancia de  $40d_b$  como mínimo.

En las columnas las barras en grupo estarán firmemente amarradas a la esquina de la ligadura que las circunda.

Las limitaciones de separación y recubrimiento de un grupo de barras serán las correspondientes al diámetro equivalente que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete.

Para grupos de barras el recubrimiento mínimo a usar será igual al diámetro del área equivalente al grupo pero no es necesario que sea mayor que 5 cm., salvo para el caso de concreto vaciado sobre el terreno y en contacto permanente con el mismo, cuyo recubrimiento mínimo será de 7.5 cm.

#### 7.2.4 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe tener los recubrimientos mínimos de protección dados a continuación; ver Figura C-7.2.4. En ambientes agresivos deben utilizarse recubrimientos mayores que los mencionados, los cuales dependen de las condiciones de exposición. Cuando por razones estéticas la textura de la superficie de concreto implique la merma del material de recubrimiento, el mismo deberá aumentarse en 1 cm. en las superficies afectadas.

El recubrimiento mínimo en piezas de concreto vaciadas en sitio, no prefabricadas ni pre o postensadas, no podrá ser menor que los valores especificados en la Tabla 7.2.4.

**TABLA 7.2.4 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS**

CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, $d_b$	RECUBRIMIENTO MÍNIMO <sup>1</sup> , cm			
		Vigas y columna $s^2$	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas
Piezas al abrigo de la intemperie	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4.0	2.0		1.5
	N° 6 a N° 11 (20M a 36M)				2.0
	N° 14 y N° 18 (40M y mayor)		4.0		
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm.	4.0			
	$d_b > N^\circ 6$ (20M)	5.0			
Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	Todos los diámetros	7.5			No aplica
<b>Notas:</b>	1.	Para grupos de barras, véase la Subsección 7.2.3.2			
	2.	Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará $c_c$ , véase la fórmula (10-2) y el Capítulo 12.			

En ambientes corrosivos u otras condiciones de exposición muy severas, el recubrimiento de concreto deberá aumentarse adecuadamente y tomar en consideración su compacidad e impermeabilidad o disponer de otras protecciones.

Cuando el concreto esté expuesto a acciones de cloruros de origen externo, tales como contacto o rociado de aguas salobres o aguas de mar, el concreto deberá dosificarse para satisfacer los requisitos de exposición a condiciones especiales de los Artículos 4.3 y 4.4 de esta Norma.

Los insertos, planchas y otros aceros expuestos dispuestos para futuras ampliaciones o etapas constructivas deberán ser debidamente protegidas contra la corrosión.

Cuando las condiciones particulares de una obra requieren recubrimientos de protección contra el fuego mayores que los especificados en la Tabla 7.2.4, privarán los requisitos más exigentes.

### **7.3 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS**

#### **7.3.1 Doblado de barras en los cambios de sección**

Las barras que pasen del piso inferior al piso superior para producir el cambio de sección de una columna deben doblarse antes de su colocación de modo que la reducción tenga como máximo una pendiente de 1:6 con respecto al eje de la columna. El acero de refuerzo por encima o por debajo del segmento inclinado será paralelo al eje de la columna.

El soporte horizontal en el doblado del acero longitudinal, sea en la losa o en las columnas de sección variable, deberá ser suministrado por medio de refuerzo transversal, ligaduras o zunchos, o por partes de la estructura del piso. El soporte horizontal será diseñado para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza transmitida en la porción inclinada de la barra que se dobla. Las ligaduras o zunchos para resistir esta componente se colocarán a no más de 15 cm. del punto de doblado. Este refuerzo es adicional al requerido por consideraciones sismorresistentes.

Cuando se disminuya el anchura de una columna de manera que una de sus caras quede desplazada 7,5 cm. o más de la correspondiente en la columna del piso inferior, no pueden doblarse las barras longitudinales para adaptarse a la reducción y es necesario emplear barras adicionales de empalme, solapadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 12.12, con las barras longitudinales adyacentes a las caras desplazadas de la columna.

#### **7.3.2 Construcción mixta acero - concreto**

En las columnas mixtas de acero – concreto la transmisión de la carga en los núcleos metálicos se realizará conforme a las siguientes disposiciones:

- a. Los perfiles metálicos de las columnas mixtas deberán terminarse con precisión en sus extremos para poder transmitir la carga en las uniones, y deberán adoptarse medidas adecuadas para garantizar la alineación y el contacto concéntrico de un perfil sobre el otro.
- b. En las uniones a tope por contacto la transmisión de las tensiones se considerará efectiva hasta un 50% de la compresión total en el perfil metálico. El resto de la fuerza será transmitido por otros medios.
- c. Las bases de las columnas en su unión con la fundación se diseñará de acuerdo con la Sección 15.4.6.
- d. La base de la sección metálica deberá diseñarse para que transmita la carga total de la columna mixta a la zapata, o puede diseñarse para transferir únicamente la carga de la sección metálica. Esto último solo es posible, cuando el área de concreto es suficientemente amplia para la transferencia a la fundación, de la parte de la carga total soportada por la sección de acero de la columna.

### **7.4 CONEXIONES Y NODOS**

Con el fin de mantener la integridad de las uniones de los miembros estructurales, tales como vigas y columnas, deberá confinarse el concreto para garantizar la efectividad de los empalmes del acero de refuerzo continuo y de los anclajes extremos que terminan en dichas conexiones. El confinamiento del concreto externo puede hacerse con ligaduras, zunchos o estribos cerrados. Las estructuras con Niveles de Diseño ND1, ND2 o ND3 deben cumplir con los Artículos 11.10, 18.9 y 18.5, respectivamente.

## **7.5 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS COMPRIMIDOS**

Adicionalmente a los requisitos del presente Artículo, el acero de refuerzo transversal para miembros comprimidos cumplirá con los requisitos de los Artículos 3.6, 11.4 y los de la Sección 11.5.3 cuando se requiera refuerzo de corte o torsión. El refuerzo transversal para columnas mixtas acero – concreto deberá cumplir con las Secciones 10.7.3 y 10.7.4. En estructuras sismorresistentes con Nivel de Diseño ND2 o ND3, se cumplirá adicionalmente con los requisitos del Capítulo 18.

### **7.5.1 Zunchos**

El refuerzo helicoidal para miembros comprimidos debe cumplir además de las Secciones 10.8.3, 18.4.5 y 18.8.5, con los siguientes requisitos:

- a. Los zunchos consistirán en hélices con paso constante, formadas por barras o alambres continuos, armadas de tal manera que su tamaño y rigidez permitan su manejo y colocación sin que se distorsionen sus dimensiones. Las hélices deberán sujetarse firmemente en posición con ayuda de amarres de alambre o separadores verticales.
- b. Para las construcciones vaciadas en sitio el diámetro de la barra de los zunchos no será menor que el No. 3 (10M).
- c. La separación libre entre hélices no será menor de 2.5 cm ni mayor de 7.5 cm. El refuerzo helicoidal debe anclarse por medio de una vuelta y media adicionales en cada extremo de la unidad helicoidal.
- d. Los empalmes del refuerzo helicoidal deberán ser empalmes por solapes de  $48d_b$  para barras con resaltos, empalmes por solapes de  $72d_b$  para barras lisas o barras con recubrimiento epóxico, o bien empalmes mecánicos o soldados que cumplen los requisitos del Artículo 12.9.
- e. El refuerzo helicoidal en las columnas se deberá prolongarse dentro del nodo, según el Artículo 11.10.
- f. En columnas o capiteles, la hélice deberá extenderse hasta un nivel para el cual el diámetro o anchura del capitel sea dos veces el diámetro de la columna.

### **7.5.2 Ligaduras**

Las ligaduras para miembros comprimidos se ajustarán a las siguientes disposiciones:

- a. Todas las barras longitudinales deberán cercarse con ligaduras transversales de por lo menos No. 3 (10M) para barras longitudinales No. 10 (32M) o menos, por lo menos No. 4 (12M) para barras mayores del No. 11 (36M) inclusive y para los grupos de barras longitudinales. En estructuras con Nivel de Diseño ND1 de hasta dos pisos, se permite usar para ligaduras el alambre corrugado y la malla de alambres electrosoldados que tengan un área equivalente.
- b. La separación vertical de las ligaduras no excederá el menor de los siguientes valores: 16 diámetros de la barra longitudinal, 48 diámetros de la ligadura, o la menor dimensión de la columna. Las estructuras con Nivel de Diseño ND1, ND2 o ND3 deberán cumplir con los requisitos adicionales de la Sección 11.4.3, y las Secciones 18.3.4 y 18.7.4, respectivamente.
- c. Las ligaduras se dispondrán de tal forma que cada barra longitudinal alternada y cada barra esquinera tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de una ligadura que tenga un ángulo interno no menor de  $135^\circ$ . Ninguna barra sin soporte lateral estará separada de la barra soportada lateralmente más de 15 cm libres medidos sobre la ligadura. Cuando las barras longitudinales estén localizadas sobre el perímetro de un círculo, se pueden emplear ligaduras circulares.
- d. Las ligaduras en las columnas se deberá prolongarse dentro del nodo, según el Artículo 11.10.
- e. Los pernos de anclajes dispuestos en las columnas o pedestales, deberán estar rodeados de acero de refuerzo transversal que al menos contenga cuatro de las barras longitudinales de la columna o pedestal. Este acero de refuerzo transversal consistirá de al menos dos barras N° 4 (12M) o tres barras N° 3 (10M), distribuidos dentro de los 15 cm. medidos desde el tope de la columna o pedestal.

## 7.6 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

El refuerzo transversal en vigas y miembros solicitados a flexión debe cumplir, además de los requisitos de este Artículo, con los requisitos por corte y torsión que se dan en el Capítulo 11, y los requisitos de diseño sismorresistente del Capítulo 18.

El refuerzo a compresión de las vigas estará cercado con ligaduras o estribos que satisfagan las limitaciones relativas al diámetro y separación de las barras según el Artículo 7.2, o con una malla de alambre electrosoldado, de un área equivalente. Tales ligaduras o estribos deberán emplearse en toda la longitud donde se requiera el refuerzo en compresión.

El refuerzo transversal para miembros solicitados en flexión, solicitados a tensiones reversibles o torsión en los apoyos, consistirá en ligaduras cerradas, estribos cerrados o hélices que se extienden alrededor del refuerzo principal.

## 7.7 REFUERZO POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA

Para contrarrestar las tensiones de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas estructurales armadas en una sola dirección, se proporcionará un refuerzo de repartición perpendicular a la principal, conforme a lo dispuesto en este Artículo. La relación del área del acero de refuerzo con respecto al área de la sección total de concreto, debe tener como mínimo, uno de los valores dados en la Tabla 7.7, los cuales son aplicables cuando la losa puede expandirse o contraerse libremente, o cuando se admite que se presente fisuración sin ningún control especial, o cuando el control de fisuración es innecesario.

**TABLA 7.7 ACERO DE REFUERZO POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA**

TIPO DE ACERO DE REFUERZO	CLASIFICACIÓN SEGÚN NORMA COVENIN 316	CUANTÍA, $\rho$
Barras con resaltos, que cumple con la Sección 3.6.2.	S40 ó W40	0,0020
	S60 ó W 60	0,0018
Mallas de alambres lisos o con resaltos electrosoldados	No aplica	$0,0018 * 4200 / F_y > 0,0014$
Refuerzo con $F_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$ medido a una deformación cedente de 0.35%		
<b>Nota:</b> Cuando la losa esté restringida o no puede expandirse o contraerse libremente, o cuando se desee controlar la fisuración, las cuantías de esta Tabla deben multiplicarse por 1.5 para concretos expuestos a la intemperie y por 1.25 para los concretos no expuestos a la intemperie.		

El refuerzo por retracción y temperatura dado en la Tabla 7.7 se colocará con una separación máxima no mayor de cinco veces el espesor de la losa ni de 45 cm, la que sea menor.

En todas las secciones donde se requiera, el refuerzo de retracción y temperatura debe estar debidamente anclado para desarrollar en tracción la tensión cedente especificada  $F_y$ , de acuerdo con la Sección 12.2.1.

En las losas aligeradas, el refuerzo para efectos de retracción y temperatura, colocado perpendicularmente a la dirección de las viguetas o nervios, debe tener las mismas cuantías especificadas en la Tabla 7.7 con relación a las losetas superior e inferior, independientemente.

## 7.8 REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

Este Artículo establece los requisitos mínimos de detallado y conexiones que deben cumplir los miembros a flexión de las construcciones de concreto estructural, proyectadas con Nivel de Diseño ND1 y vaciadas in situ para obtener la integridad estructural requerida, para lo cual los diferentes miembros de la estructura deben estar

adecuadamente vinculados entre sí. Las estructuras proyectadas con Nivel de Diseño ND2 o ND3 se regirán por los requisitos del Capítulo 18.

En los nervios de losas reticuladas o losas nervadas, por lo menos una barra inferior debe ser continua o debe empalmarse en el apoyo utilizando un empalme por solape en tracción Clase A o solape mecánico o soldado que cumpla con el Artículo 12.9, y cuando se trate del apoyo final, debe terminar en un ganchura estándar. Las placas deberán cumplir con los requisitos del Capítulo 13.

Las vigas del perímetro de la estructura deben tener refuerzo continuo en toda la luz. El refuerzo superior debe ser continuo al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momentos negativos en el apoyo, pero no menos de dos barras y el refuerzo inferior continuo al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en los centros de las luces, pero no menos de dos barras. La continuidad requerida puede darse con refuerzo superior empalmado en los centros de las luces y con refuerzo inferior empalmado en o cerca de los apoyos. Estos empalmes deben ser solapes en tracción Clase A o empalmes mecánicos o soldados diseñados y ejecutados según el Capítulo 12.

En las vigas no perimetrales, cuando no se dispongan estribos cerrados, al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en el centro de la luz debe ser continuo o empalmarse en los apoyos con solapes en tracción Clase A o empalmes mecánicos o soldados que cumplen los requisitos de la Sección 12.9 y en los apoyos finales terminar en un ganchura estándar. La continuidad requerida puede darse con refuerzo superior empalmado en los centros de las luces y con refuerzo inferior empalmado en o cerca de los apoyos.

El acero de continuidad requerido en todas las vigas, perimetrales y no perimetrales, debe estar rodeado por estribos cerrados con ganchuras doblados a no menos de 135° alrededor de las barras superiores de continuidad. No se requiere extender estos estribos dentro de los nodos o apoyos.

## **7.9 PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS**

### **7.9.1 Limpieza del acero de refuerzo**

En el momento de vaciar el concreto, el acero de refuerzo así como los insertos, planchas y otros aceros expuestos dispuestos para futuras ampliaciones o etapas constructivas protegidos contra la corrosión deberán estar libres de barro, aceite u otros recubrimientos no metálicos que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia. Se permite el uso del acero con recubrimiento epóxico que cumplen con las normas ASTM A775, ASTM A 934, o ASTM A 884.

El acero de refuerzo con escamas de fábrica, con óxidos o una combinación de ambos, deberá considerarse satisfactorio cuando sus dimensiones mínimas, incluyendo la altura de los resaltos y el peso de una muestra de prueba limpiada a mano con cepillo de alambre, no son menores de lo que requieren las especificaciones a que se hace referencia en la Sección 3.6.2 y el Apéndice C.

### **7.9.2 Doblados del acero de refuerzo**

Todos los dobleces y ganchuras deben hacerse en frío, a menos que el Ingeniero Inspector permita lo contrario.

No se permite doblar o desdoblar barras que ya están parcialmente embebidas en el concreto endurecido, a menos que excepcionalmente se indique en los planos.

Las barras longitudinales dobladas para un cambio de sección en columnas, deben serlo antes de ser colocadas en su posición.

### **7.9.3 Colocación del acero de refuerzo**

El acero de refuerzo debe tener las dimensiones indicadas en los planos y en esa forma se debe colocar con precisión dentro de los encofrados, apoyándose sobre soportes adecuados y se fijarán de tal manera de limitar los posibles desplazamientos al colocar o vibrar el concreto dentro de las tolerancias permisibles del presente Artículo, a menos que se especifique de otra manera.

Las tolerancias permisibles tanto para la altura útil  $d$ , como para el espesor mínimo de recubrimiento, se indica en la Tabla 7.9.3. Sin embargo, la tolerancia en el recubrimiento para las caras inferiores de los miembros será de

menos 5 mm y en ningún caso el recubrimiento podrá quedar reducido en más de 1/3 del valor mínimo estipulado en los planos o en las especificaciones de la estructura.

La tolerancia longitudinal de las barras en sus extremos y dobleces será de  $\pm 5$  cm, salvo en los extremos discontinuos de las ménsulas y consolas, donde la tolerancia será de  $\pm 1.5$  cm y de  $\pm 2.5$  cm en los extremos discontinuos de otros miembros, en los cuales también se aplicarán las tolerancias mínima de recubrimiento de la Tabla 7.9.3.

**TABLA 7.9.3 TOLERANCIAS PERMISIBLES EN ALTURA ÚTIL Y RECUBRIMIENTO**

ALTURA ÚTIL, d	TOLERANCIAS, mm	
	En altura útil	En recubrimiento
$d \leq 20$ cm	$\pm 10$	- 10
$d > 20$ cm	$\pm 15$	- 15

En losas macizas cuya luz libre no exceda de 3 m podrá utilizarse una misma malla electrosoldada con alambres de diámetros iguales o menores de 6 mm, como refuerzo negativo y positivo, siempre y cuando este refuerzo sea continuo a través de los apoyos o esté debidamente anclado en ellos. La malla podrá curvarse desde un punto situado sobre el apoyo y cerca del borde superior de la losa, hasta otro localizado en el centro de la luz y cerca de la cara inferior de la misma.

#### **7.9.4 Soldaduras**

La soldadura del acero de refuerzo cumplirá con los requisitos de la Sección 12.9.3 y la Norma AWS D1.4.

Los puntos de cruce de las barras de refuerzo no deben soldarse a menos que lo autorice el Ingeniero Estructural.

## PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

### CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

#### 8.1 ALCANCE

Los miembros de las estructuras de concreto reforzado serán diseñados y construidos para tener la resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de mayoración de cargas y los factores de minoración de resistencia  $\phi$  que se especifican en el Capítulo 9 o en el Apéndice B.

Los anclajes instalados en el concreto para transferir cargas entre miembros serán diseñados de acuerdo con el Apéndice D.

#### 8.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Todos los miembros de pórticos u otras estructuras continuas se proyectarán para resistir los efectos máximos de las acciones mayoradas, determinados mediante un análisis estructural elástico, salvo las modificaciones dispuestas en el Artículo 8.3 o el Apéndice A. Como simplificación se pueden utilizar las disposiciones de los Artículos 8.6 y 8.10.

En el diseño de vigas y losas continuas, en lugar de métodos más exactos de análisis de pórticos, se pueden emplear los valores aproximados de momentos flectores y fuerzas de corte que se detallan en la Tabla C- 8.2, siempre que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a. El número de tramos es de dos o más;
- b. Las luces  $L_n$  son aproximadamente iguales sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más del 20% a la menor de ellas;
- c. Las cargas que son las más desfavorables de todas las combinaciones y están uniformemente distribuidas;
- d. La carga unitaria variable no excede tres veces la carga unitaria permanente
- e. Los miembros son prismáticos.

Cuando se utiliza la Tabla C-8.2 no se permite la redistribución de momentos indicada en el Artículo 8.3; las demás fuerzas internas deben calcularse de acuerdo con los dichos momentos.

#### 8.3 RIGIDEZ

Para calcular las rigideces relativas en flexión y torsión de los miembros de las estructuras podrán adoptarse hipótesis razonable, las cuales deberán ser consistentes en todo el análisis. Salvo que expresamente se indique lo contrario, para efectos del análisis estructural en esta Norma se considerarán las secciones como no agrietadas. Tanto en la determinación de momentos como en el diseño de los miembros se considerará el efecto de las cartelas.

#### 8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

La redistribución de los momentos negativos será empleada sólo cuando  $\epsilon_s$  es igual o mayor que 0,0073 en la sección en la cual se reduce el momento. La redistribución de momentos no se aplicará cuando los valores de los momentos flectores se obtengan por métodos aproximados.

Los momentos negativos en los apoyos de miembros continuos solicitados a flexión, resultado de un análisis estructural elástico para cualquier distribución supuesta de carga, se pueden aumentar o disminuir en un porcentaje igual a  $1000\epsilon_s$  por ciento, pero no mayor de 20%: Los momentos negativos modificados deberán usarse para calcular los momentos en las secciones del tramo.

## **8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON**

El módulo de elasticidad para el concreto,  $E_c$ , en  $\text{kgf/cm}^2$ , puede tomarse igual a:  $0,14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$  para valores de  $w_c$  entre  $1440$  y  $2500 \text{ kgf/m}^3$ . Para concretos de peso normal, puede considerarse  $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$ .

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo  $E_s$  se considera igual a  $2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ .

Salvo que se determine experimentalmente, el coeficiente de Poisson  $\mu$  para el concreto se tomará como  $0,20$ .

## **8.6 LUZ DE CÁLCULO**

### **8.6.1 Vigas**

La luz de cálculo para vigas será como sigue:

- a. En el análisis de pórticos u otras construcciones continuas, para determinar los momentos deberá usarse la distancia centro a centro de los apoyos.
- b. Cuando la viga reposa sobre articulaciones, rodillos o placas de apoyo se considerará como luz de cálculo la distancia entre los ejes de estos dispositivos.

Para el diseño de vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, podrán usarse los momentos en las caras de los apoyos, excepto lo dispuesto en las Secciones 18.3.2 y 18.7.2.

### **8.6.2 Losas**

La luz de cálculo para las losas, según sus condiciones de apoyo, será como sigue:

- a) La luz libre más el espesor de la losa, pero sin exceder la distancia entre los ejes de los apoyos, si la losa está simplemente apoyada o empotrada en sus extremos;
- b) La distancia entre los ejes de los apoyos en el caso de losas continuas.

### **8.6.3 Columnas**

Para el análisis, la luz de cálculo para las columnas, será como sigue:

- a. Cuando se hace un análisis estructural sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez, la altura del entrepiso.
- b. Cuando en el análisis estructural se toma en cuenta los efectos de esbeltez, la altura no soportada del miembro.

## **8.7 ACCIONES**

Las disposiciones de esta Norma suponen que las estructuras se diseñarán para resistir todas las acciones a que puedan estar sometidas durante su vida útil.

### **8.7.1 Acciones de servicio**

Las acciones de servicio serán las de la Norma COVENIN 2002. Hasta tanto no se actualice la Norma COVENIN 2002:88 se permitirá reducir las cargas variables de acuerdo con la Norma ACI 318-02.

### **8.7.2 Acciones del sismo o del viento**

Para las acciones del sismo o del viento, la estructura se proyectará para resistir la totalidad de las cargas laterales, tomando en cuenta los posibles incrementos en las solicitaciones en los componentes no estructurales. Las acciones sísmicas se calcularán de acuerdo con la Norma COVENIN 1756. Las acciones del viento se calcularán según la Norma COVENIN 2003. Conforme al Capítulo 9 no se considerará las acciones simultáneas del viento y del sismo.

### 8.7.3 Otras acciones

Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas a las cargas de grúas, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, fluencia del concreto y asentamientos diferenciales de los apoyos. Las fuerzas de pretensado requieren consideración especial.

## 8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

Bajo la acción de las cargas verticales, las vigas y columnas podrán calcularse de acuerdo con los métodos simplificados que se establecen en las Secciones 8.8.2, 8.8.3 y el Artículo 8.2.

### 8.8.1 Distribución de las cargas

Las formas de distribución de la carga variable aplicada sobre los miembros en flexión pueden limitarse a las siguientes combinaciones:

- a. Carga permanente mayorada sobre todos los tramos, con la carga variable total mayorada sobre dos tramos adyacentes, y;
- b. Carga permanente mayorada sobre todos los tramos con la carga variable mayorada sobre tramos alternados.

### 8.8.2 Vigas

En general, las vigas se calcularán como miembros integrantes de una estructura continua y se dedicará especial atención a las distribuciones más desfavorables de las cargas variables establecidas en la Sección 8.8.1.

Las vigas podrán calcularse admitiendo como simplificación que, en cada piso, las columnas adyacentes están rigidamente empotradas tanto en el piso inmediatamente inferior como en el superior, si lo hubiere. Esta excepción no se aplicará en los edificios irregulares en geometría o en cargas.

### 8.8.3 Columnas

En general, las columnas se calcularán para resistir las combinaciones más desfavorables de solicitaciones obtenidas de las diferentes hipótesis de carga variable mayorada, alternada o extendida sobre todos los tramos, y la carga permanente mayorada.

Para los Niveles de Diseño ND2 y ND3, se dedicará especial atención a las solicitaciones sísmicas adicionalmente a las establecidas en el Capítulo 18.

Con las excepciones que se indican en la Sección 8.8.2, los momentos en las columnas en los diferentes niveles de pisos pueden calcularse mediante el esquema estructural simplificado que se especifica en la Tabla C-8.8.3. La determinación de los momentos máximos puede limitarse al cálculo de los momentos originados en las columnas bajo la hipótesis de una carga variable alternada en los diferentes tramos.

## 8.9 VIGAS T

Las alas y el alma de las vigas T deberán vaciarse monólicamente. De lo contrario se adoptarán las disposiciones constructivas que garanticen la unión efectiva de las partes integrantes. Véase el Capítulo 11.

### 8.9.1 Anchura efectivo

La anchura efectiva de la losa o placa que constituye las alas de la viga T no excederá 1/4 de la luz de la viga. La anchura efectiva del ala a cada lado del alma medido a partir de las caras de esta, no excederá de:

- a) 8 veces el espesor de la losa o placa;
- b) 1/2 de la distancia libre hasta la viga próxima.

Para las vigas con el ala de un solo lado, el anchura efectivo del ala, medido desde la cara del alma, no excederá de:

- i)  $1/12$  de la luz de la viga;
- ii) 6 veces el espesor de la losa o placa;
- iii)  $1/2$  de la distancia libre hasta la viga más próxima.

### **8.9.2 Espesor de las alas**

En vigas aisladas en las que se utilice la forma T para proporcionar un área adicional de compresión con las alas, el espesor de las alas no será menor que  $1/2$  de la anchura del alma y el anchura efectivo de las mismas no será mayor de 4 veces el anchura del alma.

### **8.9.3 Acero de refuerzo transversal**

Cuando una losa maciza que forma el ala de una viga T está armada paralelamente a la viga, deberá proporcionarse un refuerzo transversal en la parte superior de la losa de acuerdo con las siguientes disposiciones:

- a) El refuerzo transversal se diseñará para resistir la carga mayorada sobre el anchura del ala, suponiendo que ésta actúa en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse la anchura completa del ala que sobresale. Para otras vigas T, se necesita considerar solo el anchura efectivo del ala;
- b) La separación del refuerzo transversal no será mayor que 5 veces el espesor de la losa o placa, ni excederá de 45 cm.

## **8.10 LOSAS NERVADAS**

Las losas nervadas consisten en una combinación monolítica de nervios separados regularmente, armados en una dirección y con una loseta superior, que cumplen con todas las limitaciones dimensionales de la Sección 8.10.2, se analizarán según el Capítulo 13. Las losas nervadas que no satisfagan las limitaciones de los acápites 8.10.2.a y b se diseñarán como placas, vigas o losas sobre vigas.

La loseta superior puede ser parcialmente prefabricada, pero al menos una parte de su espesor debe ser vaciada en sitio.

### **8.10.1 Resistencia al corte**

La resistencia al corte de concreto  $V_c$ , para los nervios puede tomarse un 10% mayor que los valores dados en la Sección 11.3. La resistencia al corte puede incrementarse por macizado, ensanchando los nervios en los extremos, o por medio de acero de refuerzos.

### **8.10.2 Limitaciones dimensionales**

**8.10.2.1** Las losas nervadas con nervios vaciados en sitios o prefabricados deben cumplir las condiciones dimensionales dadas a continuación:

- a) Los nervios no tendrán menos de 10 cm. de anchura en su parte superior y su anchura promedio no puede ser menor de 8 cm. Su altura libre no excederá de 3,5 veces el espesor promedio del alma;
- b) Para losas nervadas en una dirección, la separación máxima entre nervios, medida centro a centro, no será mayor que 2,5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 75 cm.
- c) En los extremos de las losas nervadas se hará un macizado mínimo de 10 cm.

#### **8.10.2.2 Nervios transversales**

La distancia entre apoyos laterales de miembros solicitados a flexión, cumplirá con lo siguiente:

- a) En las losas nervadas en una sola dirección, deberán disponerse nervaduras transversales de repartición con una separación máxima cara a cara, de 50 veces el espesor del nervio, sin exceder 4 m.

b) Para determinar la separación entre las nervaduras transversales se tomará en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga que produzca flexión.

### **8.10.3 Elementos de relleno permanentes**

Cuando se empleen elementos de relleno permanente, como bloques de arcilla o de concreto, cuyo material tenga una resistencia a la comprensión por lo menos igual a la resistencia especificada para el concreto de los nervios, se tendrán en cuenta las siguientes disposiciones:

a) Los paramentos verticales del elemento de relleno en contacto con los nervios pueden incluirse en los cálculos de resistencia al corte y a los momentos negativos. Las otras partes de los elementos de relleno no se tendrán en cuenta en los cálculos de resistencia;

b) El espesor de la loseta de concreto sobre los elementos de relleno permanente no será menor de 4,5 cm, ni de 1/12 de la distancia libre entre los nervios;

c) En la loseta de pisos nervados en una sola dirección, se proporcionará un refuerzo perpendicular a los nervios, de acuerdo con lo requerido en el Artículo 7.6.

d) Cuando se utilicen formaletas permanentes de acero (sofito metálico), los sistemas de losas de concreto cuyo vaciado se realice sobre estas formaletas, se pueden diseñar siguiendo los requisitos del presente Capítulo, cuando el acero del sistema de formaleta no se toma como parte del acero de refuerzo. Para tener en cuenta el acero de las formaletas permanentes, el diseño se realizará aplicando los requisitos para estructuras mixtas de acero y concreto, de acuerdo a la Norma COVENIN 1618.

### **8.10.4 Elementos de relleno removibles**

Cuando se empleen moldes removibles o elementos de relleno que no cumplan con los requisitos de la Sección 8.10.3 se tendrán en cuenta las siguientes disposiciones:

a) El espesor de la loseta de concreto no será menor de 5 cm ni de 1/12 de la distancia libre entre nervios;

b) El refuerzo perpendicular a los nervios en la loseta, tomará en consideración los momentos flectores y las cargas concentradas si las hubiere, pero no será menor que el requerido en el Artículo 7.6.

### **8.10.5 Sistema de nervios como conjunto de vigas**

#### **8.10.5.1 Rigidez ante cargas horizontales**

Los nervios principales y transversales de losas nervadas en una dirección, no se tomarán en cuenta para efectos de rigidez en el sistema resistente a sismos.

#### **8.10.5.2 Nervios con separación excesiva**

Cuando se exceda la separación máxima entre nervios establecidas en la Sección 8.10.2 o cuando el número de nervios dentro del panel, en la dirección analizada sea inferior a 4, los nervios se considerarán como miembros solicitados a flexión individuales. El análisis y diseño del panel como placa se regirá por los requisitos del Capítulo 13.

### **8.10.6 Conductos o tuberías**

Cuando la loseta superior contenga conductos o tuberías, según lo permitido en el Artículo 6.4, el espesor de la misma en cualquier punto será por lo menos 2,5 cm mayor que el diámetro o la altura total de los conductos o tuberías. Tales conductos o tuberías no deberán perjudicar la resistencia de la losa nervada.

## **8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS**

El revestimiento del piso no puede incluirse como parte de un elemento estructural a menos se vacíe monólicamente con la losa o placa del entrepiso, o se diseñe de acuerdo con los requisitos del Capítulo 16.

Para efectos de consideraciones no estructurales, todo revestimiento de concreto de un piso puede considerarse como parte del recubrimiento requerido o del espesor total.

## CAPÍTULO 9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES

### 9.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los factores de minoración de las resistencias teóricas, los factores de mayoración de las solicitaciones, así como las combinaciones a considerar en la aplicación del Método de los Estados Límites, tanto de servicio como de agotamiento resistente. También se establecen los procedimientos y valores admisibles para las flechas de los miembros.

En lugar de los factores de combinación de solicitaciones y de minoración de resistencias del presente Capítulo, se podrán utilizar las que se dan el Apéndice B, pero no se permite intercambiar los factores de combinación del presente Capítulo con los factores de minoración del mencionado Apéndice.

### 9.2 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

Los miembros deberán satisfacer todos los requisitos de esta Norma para asegurar el comportamiento adecuado en los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente.

Las estructuras, sus miembros y uniones se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a las solicitaciones calculadas para las combinaciones que se estipulan en esta Norma. La resistencia de diseño de un miembro, la de sus secciones y uniones a otros miembros, será tomada como la resistencia teórica calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis de esta Norma, multiplicada por un factor de minoración de resistencia  $\phi$ .

### 9.3 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y juntas para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, **U**, se determinarán con base en las hipótesis de solicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente, por lo que deberán estudiarse las combinaciones de la Tabla 9-3. Cuando la solicitación pueda cambiar de sentido, se tendrán en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando los signos de manera consistente.

**TABLA 9-3 COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE**

$U = 1.4 (CP + CF)$	(9-1)
$U = 1.2 ( CP +CF + CT ) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_t$	(9-2)
$U = 1.2 CP + 1.6 CV_t + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0.8 W)$	(9-3)
$U = 1.2 CP \pm 1.6 W + \gamma CV + 0.5 CV_t$	(9-4)
$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S$	(9-5)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 W$	(9-6)
$U = 0.9 CP \pm S$	(9-7)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 CE$	(9-8)

El factor de combinación de solicitaciones  $\gamma$  debidas a las acciones variables en las combinaciones (9-3) a (9-5) será 1.00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda en que se tomará como 0.50.

En las combinaciones (9-5) y (9-7), las solicitaciones sísmicas, **S**, se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma COVENIN 1756. El Artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular la acción sísmica, **S**, de manera simplificada, como la suma de: (i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, **S<sub>H</sub>**, y (ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación:

$$S = S_H \pm (0.2 \alpha \phi \beta A_o) CP \quad (9-9)$$

Cuando las solicitaciones por viento, **W**, no hayan sido reducidas por un factor de direccionalidad, se permitirá usar 1.3 **W** en lugar de 1.6 **W** en las combinaciones (9-4) y (9-6).

El diseño de las fundaciones y muros de sostenimiento en condiciones estáticas se regirá por la presente Norma. Adicionalmente cumplirá con las combinaciones de solicitaciones y requisitos del Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756 en lo referente al diseño sísmico y post-sísmico.

Las presiones laterales del suelo no se incluirán en las combinaciones de solicitaciones cuando se opongan a otras acciones; pero se incluirán en el cálculo de las resistencias minoradas.

Cuando deban considerarse los efectos de impacto, en las combinaciones pertinentes se sustituirá la **CV** por **CV** más el incremento por impacto.

Las estimaciones de los efectos debidos a: asentamientos diferenciales, fluencia, retracción o cambios de temperatura, se basarán en una evaluación realista de los mismos sobre la estructura en condiciones de servicio.

Para las estructuras destinadas a la protección contra inundaciones se aplicarán las siguientes combinaciones:

$$U = 1.2 CP + 1.6 W + \psi CFU + 0.5 CV + CV_t \quad (9-10)$$

$$U = 0.9 CP + 1.6 W + \psi CFU + 1.6 CE \quad (9-11)$$

El factor de combinación  $\psi$  es igual a 2 en las zonas costeras y 1 en cualquier otra zona.

#### 9.4 RESISTENCIAS DE DISEÑO

Los factores de minoración de la resistencia teórica serán los de la Tabla 9.4. Para los anclajes al concreto según el Apéndice D se emplearán los factores de la Tabla 9.4(a). La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

**TABLA 9.4 FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA,  $\phi$**

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN $\phi$
<b>Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales</b>	
a) Secciones controladas por compresión, tal como se definen en la Sección 10.2.6	
i) Miembros zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la Sección 10.4.3.	0,70
ii) Miembros con ligaduras cerradas como refuerzo transversal.	0,65
b) Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6	0,90
c) Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6	Ver Nota <sup>(1)</sup>
d) Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
<b>Corte y torsión</b>	
Excepto para el diseño de cualquier muro del sistema resistente a sismos cuando su resistencia al corte mayorado de análisis es menor que el corte de cedencia del acero de refuerzo longitudinal.	0,75
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.	0,60

En los diafragmas, $\phi$ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo.	0,85 Véase Comentario
<b>Aplastamiento del concreto</b>	
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Apéndice A.	0,65
<b>Diseño según el Apéndice A</b>	
Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos. Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1.	0,75
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3	0,60
<b>Diseño de Miembros Estructurales de Concreto Simple o no Reforzado, según el Capítulo 19</b>	
Flexión, compresión, corte y aplastamiento.	0,55
<b>Diseño de longitudes de transferencia, según el Capítulo 12</b>	
	1,00
<sup>(1)</sup> El factor de minoración de la resistencia $\phi$ puede incrementarse o interpolarse linealmente como se indica en la Figura C-9.4. Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción $\epsilon_s$ en el acero mas traccionado bajo la resistencia teórica, se encuentra en la zona, de transición entre secciones controladas por compresión ( $\phi = 0,70$ ó $0,65$ ) y controladas por tracción ( $\phi = 0,90$ ), se permitirá incrementar $\phi$ hasta el valor de 0.90. La variación del factor de minoración $\phi$ puede escribirse como función de las deformaciones en la zona de tracción, $\epsilon_s$ , o como función de la relación de profundidad del eje neutro, $c/d$ , valores que se obtienen del cálculo de la resistencia teórica.	

Para los anclajes al concreto según el Apéndice D se emplearan los factores de minoración de las Tablas 9.4.(a) y (b). La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

**TABLA 9.4 (a) ANCLAJES AL CONCRETO CONTROLADOS POR LA DEL ELEMENTO DE ACERO**

FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, $\phi$		
SOLICITACIONES	FALLA DÚCTIL	FALLA FRÁGIL
Tracción	0,75	0,65
Corte	0,65	0,60

**TABLA 9.4 (b) ANCLAJES AL CONCRETO CONTROLADOS POR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO O EL DESLIZAMIENTO DEL ANCLAJE.**

FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, $\phi$		
SOLICITACIONES	CONDICIÓN A	CONDICIÓN B
Corte		
<b>Tracción</b> Espárragos con cabeza, pernos con cabeza o pernos con ganchuras colocados antes del vaciado del concreto	0,75	0,70

Anclajes colocados en el concreto endurecido, precalificados por ensayos según ACI 355.2		
Categoría 1	0,75	0,65
Categoría 2	0,65	0,55
Categoría 3	0,55	0,45
Categoría 1, instalación poco sensible y alta confiabilidad.		
Categoría 2, instalación medianamente sensible y mediana confiabilidad.		
Categoría 3, instalación altamente sensible y poca confiabilidad.		

## 9.5 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

A los efectos de diseño, la resistencia  $F_y$  de los aceros de refuerzo no deberá exceder  $5620 \text{ kgf/cm}^2$ . Adicionalmente al cumplimiento de la Norma COVENIN 316, las barras de acero con resaltes para uso como refuerzo del concreto a usarse en la construcción sismorresistente cumplirán con los requisitos de la Sección 3.6.2.

## 9.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Además de cumplir con el Estado Límite de Agotamiento Resistente, la estructura y sus componentes se proyectarán para que tengan la rigidez adecuada para limitar las flechas, deformaciones, vibraciones y fisuración que puedan afectar desfavorablemente la resistencia, el comportamiento en condiciones de servicio y la durabilidad para el uso previsto de la construcción.

El área de la base de la zapata de fundación o el número y distribución de pilotes, podrán determinarse a partir de las solicitaciones de servicio transmitidas al suelo o a los pilotes a través del cabezal. Véase el Capítulo 15.

A menos que para las condiciones de utilización previstas se formulen hipótesis más severas, en el Estado Límite de Servicio se seleccionará el efecto más desfavorable que resulte de aplicar las combinaciones de la Tabla 9.6.

**TABLA 9-6 COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

<b>CP</b>	<b>(9-12)</b>
<b>CV + (CV<sub>t</sub>)</b>	<b>(9-13)</b>
<b>(CP + CF + CT) + (CV + CE) + CV<sub>t</sub></b>	<b>(9-14)</b>
<b>CP + CV ± 1.3 W</b>	<b>(9-15)</b>
<b>0.9 CP ± 1.3 W</b>	<b>(9-16)</b>
<b>CP + CV ± 0.7 S</b>	<b>(9-17)</b>
<b>0.9 CP ± 0.7 S</b>	<b>(9-18)</b>
<b>0.9 CP ± CE</b>	<b>(9-19)</b>

### 9.6.1 Espesores mínimos de losas y vigas

En miembros sometidos a flexión resistentes en una dirección, que no soporten ni estén unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas, se emplearán los espesores mínimos estipulados en la Tabla 9.6.1, a menos que el cálculo de las flechas, indique que puede usarse un espesor menor sin efectos adversos.

Los valores de la Tabla 9.6.1 se usarán directamente para miembros de concreto con peso unitario  $w_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$ , con acero de refuerzo S60 ó W 60. Para otras condiciones los valores se modificarán en la siguiente forma:

a. Para concreto estructural liviano con peso unitario comprendido entre 1550 y 2070  $\text{kgf/m}^3$ , los valores se multiplicarán por  $(1,65 - 0.0003 w_c) \geq ,.09$  siendo  $w_c$  el peso unitario en  $\text{kgf/m}^3$ .

b. Para refuerzos de acero con  $F_y$  diferente de 4200  $\text{kgf/cm}^2$  los valores se multiplicarán por:

$$0,4 + (F_y / 7030)$$

**TABLA 9.6.1 ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS**

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

### 9.6.2 Control de flechas

Las flechas calculadas, instantáneas o diferidas, no excederán los valores límites estipulados en la Tabla 9.6.2

**TABLA 9.6.2 FLECHAS MÁXIMAS PERMISIBLES**

TIPO DE MIEMBRO	FLECHA A CONSIDERAR	FLECHAS LÍMITES
Techos planos con pendiente mínima que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable.	L /180 <sup>(1)</sup>
Pisos que no soportan ni están unidos a miembros no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/360
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aquella parte de la flecha total que se produce después de colocar los componentes no estructurales ( suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes) y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de colocar los miembros no estructurales <sup>(3)</sup> .	L/480 <sup>(2)</sup>
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales no susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/240 <sup>(4)</sup>

(1) Este límite no toma en consideración la posible formación de lagunas o charcos, porque se cumple la Norma COVENIN 3400.  
(2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los miembros unidos o soportados.  
(3) La flecha a largo plazo deberá determinarse de acuerdo con la Subsección 9.6.2.1 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los miembros no estructurales. Esta última puede determinarse con base en los datos técnicos referentes a las características de variación con el tiempo de las flechas de miembros similares a los considerados.  
(4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los miembros no estructurales. El valor puede ser excedido cuando la contra flecha proporcionada es tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.

Las flechas instantáneas que se producen por la aplicación de las combinaciones de la Tabla 9.6 se calcularán con arreglo a los métodos y fórmulas usuales de la teoría elástica, considerando los efectos de la fisuración y del acero de refuerzo en la rigidez de los miembros.

A menos que los valores de la rigidez se obtengan por un análisis riguroso, la flecha instantánea se calculará con el módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , especificado en el Artículo 8.3 sea de concreto normal o liviano, y con el momento de inercia efectivo determinado según la siguiente fórmula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I \quad (9-20)$$

donde el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ , se calcula según la siguiente fórmula:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_t} \quad (9-21)$$

**9.6.2.1** Para concretos de peso normal:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (9-22)$$

donde  $f_r$  es la resistencia promedio de tracción por flexión

**9.6.2.2** Para concretos de agregado liviano que cumplen con el Artículo 5.2, se aplicará una de las siguientes modificaciones:

a. Cuando se especifica  $f'_{ct}$  :

$$f_r = 0.56 f'_{ct} \leq 2 \sqrt{f'_c} \quad (9-23)$$

b. Cuando no se especifica  $f'_{ct}$ , el valor de  $f_r$  obtenido de la fórmula (9-22) se multiplicará por 0.75 para concretos totalmente livianos y por 0.85 para concretos livianos dosificados con arena. Para los concretos con reemplazo parcial de arena se puede interpolar linealmente.

**9.6.2.3** Para tramos continuos, el momento de inercia efectivo en cada tramo puede calcularse promediando el valor obtenido con la fórmula (9-20) para la sección crítica con momento positivo, y la sección crítica con momento negativo. Para los miembros de sección constante, simplemente apoyados o continuos, el momento de inercia efectivo puede tomarse como el valor obtenido de la fórmula (9-20) para el centro del tramo; para los voladizos, se usará el momento de inercia efectivo del apoyo.

**9.6.2.4** Flechas diferidas

A menos que las flechas adicionales a largo plazo se calculen con métodos analíticos apropiados, para miembros de concreto de peso normal o liviano sometidos a flexión las flechas adicionales por efectos de fluencia y retracción se pueden calcular multiplicando el valor instantáneo causado por la carga persistente que se considera, por el siguiente factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \geq 1 \quad (9-24)$$

Las flechas calculadas no excederán los límites estipulados en la Tabla 9.6.2.

En la fórmula (9-24), el factor  $\xi$  depende del tiempo; a falta de información más precisa, este factor puede tomarse de la Tabla 9.6.2.1.

La cuantía del acero a compresión,  $\rho'$ , corresponderá a la del centro de la luz para tramos simplemente apoyados ó continuos, y la del apoyo para el caso de los voladizos.

**TABLA 9.6.2.1 FACTOR  $\xi$  PARA FLECHAS CALCULADAS DEBIDAS A CARGAS PERSISTENTES**

TIEMPO	FACTOR $\xi$
--------	--------------

3 meses	1,0
6 meses	1,2
1 año	1,4
5 años o más	2,0

### 9.6.3 Espesores mínimos de placas

Esta Sección rige los espesores mínimos de placas y otros sistemas resistentes en dos direcciones diseñados de acuerdo con los requisitos del Capítulo 13, y cuyos paneles sean rectangulares con una relación entre la luz más larga y la más corta dentro del panel, no mayor de dos.

Se podrá aceptar un espesor menor que el mínimo requerido por las Subsecciones 9.6.3.1 y 9.6.3.2 cuando se demuestre analíticamente que la flecha no excederá los límites estipulados en la Tabla 9.6.2. Las flechas se calcularán tomando en cuenta las dimensiones, la forma del panel y las condiciones de apoyo.

Para el cálculo de las flechas, el módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , será el especificado en el Artículo 8.3. El momento de inercia será el efectivo,  $I_e$ , dado por la fórmula (9-20). Se pueden usar otros valores de inercia efectiva,  $I_e$  si la flecha así calculada concuerda razonablemente con los resultados de ensayos representativos. Las flechas adicionales a largo plazo se calcularán de acuerdo con la Subsección 9.6.2.1.

#### 9.6.3.1 Espesor de placas sin vigas entre apoyos

En edificaciones con sistemas aporticados, no se autoriza el uso de placas sin vigas interiores entre apoyos como parte del sistema resistente a sismos, salvo las excepciones contempladas en la Norma COVENIN 1756.

Cuando excepcionalmente se autorice el empleo de placas sin vigas entre apoyos, el espesor mínimo de las placas cumplirá los requisitos de la Tabla 9.6.3.1 y no debe ser menor de los valores siguientes:

- a. Placas sin sobre espesores o ábacos.....12 cm
- b. Placas con sobre espesores o ábacos.....10 cm

**TABLA 9.6.3.1 ESPEORES MÍNIMOS DE PLACAS SIN VIGAS INTERIORES**

Acero de refuerzo, según norma COVENIN 316	SIN ÁBACOS (b)			CON ÁBACOS (b)		
	Panel exterior		Panel Interior	Panel exterior		Panel interior (c)
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (c)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
S 40 ó W 40	$L_n/33$	$L_n/36$		$L_n/40$		
S 60 ó W 60	$L_n/30$	$L_n/33$		$L_n/36$		
S 70 ó W 70	$L_n/28$	$L_n/31$		$L_n/34$		
a) Para otros tipos de acero que cumplan el Artículo 9.4, se permite la interpolación lineal. b) Los ábacos están definidos en el Artículo 2.1. c) En las vigas de borde el valor de la relación de rigidez $\alpha$ no debe ser menor de 0.80, tal como se define en el Artículo 2.2.						

#### 9.6.3.2 Espesor de placas con vigas entre apoyos

El espesor mínimo de placas con vigas entre apoyos en todos sus lados es función del valor de  $\alpha_m$ , valor promedio de los coeficientes  $\alpha$ , definidos en el Artículo 2.1, como se indica a continuación. En las fórmulas (9-25) y (9-26)  $L_n$  está en cm y  $F_y$  en  $\text{kgf/cm}^2$ .

- a) Para  $\alpha_m \leq 0.2$ , cumplir con los requisitos de la Subsección 9.6.3.1
- b) Para  $0.2 < \alpha_m \leq 2.0$ , el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{L_n \left( 0,8 + \frac{F_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \quad (9-25)$$

pero no menor que 12 cm.

c) Para  $\alpha_m > 2,0$  el espesor no será menor que:

$$h = \frac{L_n \left( 0,8 + \frac{F_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-26)$$

pero no menor que 9 cm.

En los bordes discontinuos se colocará una viga de borde con una relación de rigidez  $\alpha$  no menor de 0,80 de lo contrario el espesor mínimo calculado con las fórmulas (9-25) ó (9-26) se incrementará al menos en un diez por ciento (10%) en el panel con el borde discontinuo.

#### 9.6.4 Construcción compuesta

##### 9.6.4.1 Construcción apuntalada

El cálculo de las flechas en miembros compuestos sometidos a flexión, puede considerarse equivalente a miembros vaciados monolíticamente cuando los mismos estén soportados de tal manera que después del retiro de los puntales la carga permanente sea resistida por la sección compuesta total. La porción del miembro comprimido determinará si son aplicables los valores de la Tabla 9.6.1 correspondientes a concreto de peso normal, o los valores modificados para el concreto liviano.

Cuando se calcule la flecha se debe tomar en cuenta la curvatura resultante de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y vaciados in situ así como los efectos de la fluencia axial en los miembros de concreto pretensado. La flecha calculada no excederá los valores límites estipulados en la Tabla 9.6.2.

##### 9.6.4.2 Construcción no apuntalada

Los miembros prefabricados solicitados a flexión que cumplen con el Capítulo 16 y cuyo espesor satisface los requisitos de la Tabla 9.6.1 no requieren calcular la flecha.

En los miembros compuestos no apuntalados tampoco será necesario calcular la flecha que se produce después que el mismo se torna compuesto, cuando su espesor satisface los requisitos de la Tabla 9.6.1, pero deberá investigarse la flecha a largo plazo del miembro prefabricado antes que la acción compuesta se haga efectiva tomando en consideración la magnitud y duración de la carga. La flecha calculada no excederá los valores límites estipulados en la Tabla 9.6.2.

## CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

### 10.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene las hipótesis, principios y procedimientos para el diseño de miembros solicitados por flexión, carga axial, y sus combinaciones, con arreglo al Estado Límite de Agotamiento Resistente. Clasifica las secciones de concreto reforzado, según estén controladas por compresión, tracción y como las que se encuentran en una transición entre estas dos regiones. También comprende la evaluación y cálculo de los efectos de esbeltez.

Los miembros solicitados axialmente que soportan un sistema de losas según el Capítulo 13 serán diseñados según el presente Capítulo 10.

## 10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

En el Estado Límite de Agotamiento Resistente el diseño de los miembros solicitados por momentos y cargas axiales se fundamentará en las siguientes hipótesis y en el cumplimiento de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

### 10.2.1 Deformaciones del acero de refuerzo y el concreto

Las deformaciones del acero de refuerzo y el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia al eje neutro. Para vigas-pared y como se definen en la Subsección 10.3.2.4, se debe realizar un análisis que considere una distribución no lineal de deformaciones. Alternativamente, se permitirá el uso del modelo de las bielas. (Véase el Artículo 11.7 y el Apéndice A).

Para efectos de diseño, la deformación máxima del concreto en su fibra extrema comprimida, se supondrá igual a  $\epsilon_{cu} = 0,003$ .

### 10.2.2 Tensiones en el acero de refuerzo

La tensión en el refuerzo será calculada de acuerdo con la Tabla 10.2.2, la cual supone que los aceros de refuerzo cumplen con el Artículo 3.6 y poseen un escalón de cedencia bien definido.

**TABLA 10.2.2 TENSIONES EN EL ACERO DE REFUERZO**

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$F_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$F_s = F_y$

### 10.2.3 Distribución de tensiones en el concreto

La distribución rectangular equivalente de tensiones en el concreto, presupone una tensión en el concreto igual a  $0,85 f'_c$ , uniformemente distribuida sobre una zona comprimida, limitada por los bordes de la sección y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia  $a = \beta_1 c$  de la fibra que tenga la máxima deformación en compresión. El factor  $\beta_1$  se tomará según la Tabla 10.2.3, y la distancia  $c$  de la fibra con la máxima deformación en compresión hasta el eje neutro deberá medirse en una dirección perpendicular a este eje.

En el cálculo de la capacidad resistente de las secciones no se tomará en cuenta la resistencia a tracción del concreto.

**TABLA 10.2.3 VALORES DEL FACTOR  $\beta_1$**

$f'_c$	$\beta_1$
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

### 10.2.4 Condición de deformación balanceada

En una sección existe la condición de deformación balanceada, cuando simultáneamente el acero de refuerzo más traccionado alcanza la deformación  $\epsilon_s = \epsilon_y = F_y / E_s$ , y el concreto en compresión alcanza la deformación  $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,003$ .

### 10.2.5 Deformación límite de compresión controlada

La deformación límite de compresión controlada es la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo para la condición balanceada.

Los aceros de refuerzo cumplirán con el Artículo 3.6. Para los aceros S-60 y W-60, su deformación límite de compresión controlada será  $\epsilon_y = 0,002$ . Para los aceros S-40 y W-40, la deformación límite se calculará como  $\epsilon_y = F_y / E_s$ .

### 10.2.6 Secciones controladas

Las secciones de concreto se clasificarán en: secciones controladas por compresión, secciones controladas por tracción, y secciones de transición, según se especifica a continuación.

a) Secciones controladas por compresión:

Las secciones están controladas por compresión cuando la deformación neta a tracción en el centroide de los aceros de refuerzo traccionados es  $\epsilon_s \leq 0,002$  y a la vez el concreto en compresión alcanza su deformación máxima  $\epsilon_{cu} = 0,003$ .

b) Secciones controladas por tracción:

Las secciones están controladas por tracción cuando la deformación neta a tracción en el centroide de los aceros de refuerzo traccionados es  $\epsilon_s \geq 0,005$ , al mismo tiempo que el concreto a compresión alcanza su deformación máxima de  $\epsilon_{cu} = 0,003$

c) Secciones en transición:

Las secciones están en una zona de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción cuando la deformación neta a tracción del acero de refuerzo extremo traccionado está comprendido entre  $\epsilon_s = 0,002$  y  $\epsilon_s = 0,005$

En los miembros solicitados a flexión simultáneamente con una carga axial menor o igual que  $0,1f'_c A$ , la deformación neta a tracción será menor que 0,004. La cuantía máxima,  $\rho_{m\acute{a}x}$ , en los miembros solicitados por flexión se calculará de acuerdo con estas condiciones.

Se permite el uso de acero de refuerzo en compresión conjuntamente con el acero de refuerzo a tracción adicional para incrementar la resistencia y ductilidad a flexión.

### 10.2.7 Resistencia de los miembros

La resistencia de los miembros se determinará considerando tanto el acero de refuerzo en tracción como en compresión. La resistencia especificada del concreto será la misma en todos los miembros de la estructura. Cuando excepcionalmente el  $f'_c$  del concreto de las columnas sea superior al de las vigas y losas se aplicaran las disposiciones del Artículo 5.10.

## 10.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

### 10.3.1 Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión

El área del acero de refuerzo y su distribución en los miembros solicitados a flexión cumplirá con los siguientes requisitos:

#### 10.3.1.1 Secciones rectangulares y T con ala a tracción

Con excepción de lo dispuesto en la Sección 10.3.1.2, cuando en cualquier sección rectangular de un miembro solicitado a flexión, se requiera acero de refuerzo, el área  $A_s$  suministrada cumplirá con la siguiente fórmula:

$$A_{s, \min} = \frac{0,79 \sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d \quad \text{para } f'_c \geq 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (10-1a)$$

$$A_{s, \min} = \frac{14}{F_y} b_w d \quad \text{para } f'_c < 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (10-1b)$$

Para miembros de sección T, definida según el Artículo 8.7, con ala a tracción, el área  $A_{s,min}$  será obtenida por las fórmulas (10.1a y 10.1b), donde  $b_w$  será reemplazado por el menor de los siguientes valores:

- a)  $2 b_w$ ;
- b) la anchura del ala

En miembros diseñados para satisfacer los Niveles de Diseño ND3 o ND2, el área de  $A_s$  suministrada, no será menor que al valor especificado en los Artículos 18.3 y 18.7, respectivamente.

### 10.3.1.2 Miembros diseñados por Nivel de Diseño ND1

Los requisitos de las Subsección 10.3.1.1 pueden obviarse, si en cada sección, el área a colocar como refuerzo a la tracción, es un tercio mayor que el valor requerido por el análisis.

### 10.3.1.3 Losas y zapatas macizas de espesor uniforme

Para losas y zapatas macizas de espesor uniforme, el área mínima del acero de refuerzo a tracción en la dirección de la luz, será igual al que se requiere por retracción y temperatura de acuerdo al Artículo 7.7. La separación máxima del refuerzo no excederá al menor valor entre tres veces el espesor ó 45 cm.

## 10.3.2 Distribución del acero de refuerzo

Esta Sección reglamenta la distribución del acero de refuerzo para controlar el agrietamiento debido a la flexión en vigas y losas armadas. La distribución del acero de refuerzo a flexión en placas armadas se especifica en el Artículo 13.4.

### 10.3.2.1 Secciones rectangulares

El acero de refuerzo a tracción en miembros solicitados a flexión dispuestos en ambientes no agresivos, se distribuirá adecuadamente en las zonas traccionadas del miembro en forma tal que la separación  $s$ , del acero de refuerzo más cercano a la cara en tracción, cumplirá con la siguiente fórmula, donde  $c_c$  es el recubrimiento del acero de refuerzo.

$$s = \frac{96000}{F_s} - 2,5 c_c \leq \frac{63000}{F_s} \quad (10-2)$$

A efecto del cálculo, el valor  $F_s$  del acero de refuerzo se podrá determinar como:

- a) el momento no mayorado dividido por el producto del área de acero por el brazo de momento; o
- b)  $0,60 F_y$ .

### 10.3.2.2 Secciones T con el ala en tracción

En el ala de una viga T traccionada, una cuarta parte del acero de refuerzo diseñado por flexión se distribuirá sobre el menor de los valores siguientes:

- a) la anchura efectiva definido en la Sección 8.7.1 o;
- b) una anchura igual a 1/10 de la luz.

Cuando la anchura efectiva del ala es superior a 1/10 de la luz se deberá colocar acero de refuerzo longitudinal adicional en las partes restantes del anchura en una cuantía no menor a la exigida por el Artículo 7.7.

### 10.3.2.3 Vigas de altura efectiva mayor de 75 cm.

Cuando la altura efectiva de la viga  $d$ , es mayor que 75 cm. se colocará un acero longitudinal de paramento  $A_{sk}$ , que se distribuirá uniformemente en las caras laterales del miembro a una distancia  $d/2$  cercana al refuerzo a tracción.

La separación  $s_{sk}$  entre las barras longitudinales del refuerzo de paramento no excederá al menor de los siguientes valores:  $d/6$ ; 30 cm.; ó  $1000 A_b / (d-63)$ .

El acero de paramento se podrá incluir en el cálculo de la resistencia del miembro siempre que se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en cada uno de las barras o alambres. El área total del acero de refuerzo de paramento en ambas caras no excederá al 50% del acero a tracción requerido.

#### 10.3.2.4 Vigas-pared

Son miembros cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, tal que las bielas de compresión se desarrollan entre las cargas y los apoyos y además se cumpla una cualquiera de las dos condiciones siguientes:

- a) La luz del miembro es igual o menor que cuatro veces la altura efectiva,  $d$ .
- b) Las regiones solicitadas por cargas concentradas están comprendidas dentro de la distancia  $2d$  medida desde la cara de los apoyos.

Las vigas pared serán diseñadas tomando en cuenta la distribución de deformaciones no-lineal o con arreglo al Apéndice A. Véanse los Artículos 11.7, 12.11 y la Sección 12.10.1 En todos los casos se considerará el pandeo lateral.

### 10.4 DISEÑO POR CARGA AXIAL

#### 10.4.1 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño a carga axial de miembros comprimidos,  $\phi N_n$ , no será mayor que uno de los siguientes límites:

- a) Los miembros con acero de refuerzo transversal helicoidal o zunchos que satisfagan los requisitos de la Sección 7.5.1 o miembros mixtos que cumplan con el Artículo 10.7.

$$\phi N_{n,m\acute{a}x} = 0,85 \phi [ 0,85 f'_c (A - A_{st}) + F_y A_{st} ] \quad (10-3)$$

- b) Para los miembros con ligaduras como acero de refuerzo transversal que cumple con la Sección 7.5.2:

$$\phi N_{n,m\acute{a}x} = 0,80 \phi [ 0,85 f'_c (A - A_{st}) + F_y A_{st} ] \quad (10-4)$$

#### 10.4.2 Sección efectiva de miembros comprimidos

##### 10.4.2.1 Miembros comprimidos aislados con zunchos múltiples

Los límites externos de la sección efectiva de un miembro comprimido con dos o más zunchos entrelazados se tomarán a una distancia, igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido por la Sección 7.2.4, medida por fuera de los bordes externos de los zunchos.

##### 10.4.2.2 Miembros comprimidos que se construyen monolíticamente con muros

Los límites externos de la sección efectiva de un miembro comprimido zunchado o con ligaduras, construido monolíticamente con un muro o pila de concreto, se tomará no mayor que 4 cm. por fuera del zuncho o ligadura.

##### 10.4.2.3 Área efectiva mínima

Para determinar el acero de refuerzo mínimo y la resistencia de diseño de un miembro comprimido con una sección mayor que la requerida por consideraciones de cargas, en las edificaciones con Nivel de Diseño ND1 puede usarse un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Para edificaciones con Nivel de Diseño ND2 o ND3, véase la Sección 18.3.4.3.

##### 10.4.2.4 Sección circular equivalente de miembros comprimidos

En miembros comprimidos de sección cuadrada, octogonal o similar, en lugar de usar el área total completa para el diseño, puede considerarse la de una sección circular inscrita en la poligonal original. Tanto el área total considerada, con la cuantía requerida del acero de refuerzo y la resistencia de diseño, se basarán en la sección circular así definida.

### 10.4.3 Acero de refuerzo en miembros comprimidos

#### 10.4.3.1 Acero de refuerzo longitudinal

En miembros comprimidos diseñados según el Nivel de Diseño ND1, el área del acero de refuerzo longitudinal no será menos que 0,01 ni más de 0,08 veces el área total  $A$  de la sección. Para los otros Niveles de Diseño no serán menos de 0,01 ni más de 0,06 el área total de la sección.

El número mínimo de barras de refuerzo longitudinal será de 4 para barras dispuestas dentro de ligaduras rectangulares o circulares, 3 para barras dentro de ligaduras triangulares y seis para columnas confinadas por zunchos que cumplen con la Subsección 10.4.3.2.( a )

#### 10.4.3.2 Cuantía del acero de refuerzo transversal

a) La cuantía del acero de refuerzo helicoidal  $\rho_s$ , no será menor que el valor dado por la fórmula (10-5), respetando el límite inferior de la fórmula (18-6). Véase la Subsección 18.4.5.1.

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} \quad (10-5)$$

b) El cálculo del acero de refuerzo transversal, representada por ligaduras de una o varias ramas, se hará de acuerdo con lo dispuesto en las Secciones 11.4 para el Nivel de Diseño ND1, y 18.3.4 y 18.7.4 para los Niveles de Diseño ND3 y ND2, respectivamente.

La resistencia cedente especificada del acero de refuerzo transversal  $F_y$ , no será mayor de 4200 kfg/cm<sup>2</sup>.

## 10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL SIMULTÁNEA

Los miembros solicitados por carga axial y momentos se diseñarán para el momento máximo que actúa simultáneamente con la carga axial. La carga axial mayorada  $N_u$ , no excederá la resistencia de diseño dada en la Sección 10.4.1. El momento mayorado máximo  $M_u$  deberá ser multiplicado por un factor mayor que la unidad para tomar en cuenta los efectos de esbeltez calculados según el Artículo 10.6.

## 10.6 EFECTOS DE ESBELTEZ

El diseño de los miembros comprimidos, columnas o muros, así como el de las vigas u otros miembros diseñados para servirles de soporte lateral, incorporará los efectos de esbeltez según lo dispuesto en este Artículo. Para el diseño de las columnas y los miembros de entresijos, la estructura deberá clasificarse según la Tabla 10.6.

Cuando las cargas laterales son debidas a la acción sísmica, regirá la Norma COVENIN 1756, por lo que para los efectos del presente Artículo, el Índice de estabilidad del entresijo,  $Q$ , se evaluará y tomará como el coeficiente de estabilidad  $\theta$  según el Artículo 8.5 de la mencionada Norma. En los demás casos el Índice de estabilidad del entresijo  $Q$ , se calculará según la fórmula (10- 6), la cual no será aplicable cuando  $V_u = 0$ .

$$Q = \frac{\sum N_u \Delta_o}{V_u L_c} \quad (10-6)$$

donde

$\sum N_u$  = Carga vertical total en el entresijo considerado. Se calcula con los factores de mayoración de la combinación de solicitaciones que incluye cargas laterales y para la cual  $\sum N_u$  es máxima.

$V_u$  = Corte total del entresijo considerado debido a las cargas laterales no sísmicas.

$L_c$  = Longitud del miembro comprimido medida centro a centro de las juntas

$\Delta_o = (\Delta_{ei} - \Delta_{ei-1})$ ; donde  $\Delta_{ei}$  representa el desplazamiento lateral del nivel  $i$  obtenido de un análisis de primer orden para el corte  $V_u$ .

**TABLA 10.6 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

ÍNDICE DE ESTABILIDAD DEL ENTREPISO $Q$	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA $K^{(2)}$	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA
$\leq 0,05$	$\leq 1$	No desplazable (arriostrada)
$> 0,05^{(1)}$	$> 1$	Desplazable ( no arriostrada )

1.- En diseño sismorresistente,  $Q \leq 0.08$  para poder despreciar los efectos de esbeltez.  
 2.- El factor de longitud efectiva,  $k$ , se calculará según el Comentario C- 10.6.3.1.

También podrá considerarse que la columna está arriostrada o que pertenece a una estructura no desplazable cuando  $\delta_s M_s$  calculado según la Subsección 10.6.3.2, no excede en 5% los mismos momentos obtenidos de un análisis de primer orden.

**10.6.1 Evaluación de los efectos de esbeltez**

La evaluación de los efectos de esbeltez se hará conforme a los requisitos y métodos de la Tabla 10.6.1

La longitud no soportada  $L_u$  de un miembro comprimido se tomará como la distancia libre entre las losas de piso, vigas u otros miembros capaces de proporcionarle apoyo lateral en la dirección considerada. Donde haya capiteles o cartelas, la longitud no soportada se medirá hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

Para miembros rectangulares comprimidos, el radio de giro  $r$  puede tomarse igual a 0.30 veces la dimensión total del miembros en la dirección en el cual se analiza la estabilidad, e igual a 0.25 veces el diámetro para miembros circulares comprimidos. Para otros tipos de secciones, el radio de giro puede calcularse considerando la sección total de concreto.

**TABLA 10.6.1 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ**

RELACIÓN DE ESBELTEZ, $kL_u/r$		MÉTODOS DE DISEÑO
Estructura desplazable	Estructuras no desplazable	
$> 100$	$> 100$	Método P- $\Delta$ Sección 10.6.2
$22 \leq kL_u/r \leq 100$	$40 \leq [ 34 + 12(M_1/M_2) ] \leq 100$	Magnificación de Momentos. Sección 10.6.3
$< 22$	$[ 34 + 12(M_1/M_2) ] \leq 40$	Se pueden despreciar los efectos de esbeltez

En la Tabla 10.6.1,  $M_1/M_2$  es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. La relación  $M_1/M_2$  es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

**10.6.2 Método P-  $\Delta$**

El diseño de los miembros comprimidos (columnas o muros), así como de las vigas que le dan soporte lateral u otro miembro de apoyo, se basará en las fuerzas y momentos mayorados determinados por análisis de segundo orden. Este análisis considerará: a) la no linealidad y agrietamiento del material; b) los efectos de flecha en los miembros y de las derivas de la estructura; c) la duración de la carga; d) la retracción de fraguado y la fluencia y e) la interacción de la estructura con sus fundaciones. Cuando las dimensiones de la sección transversal usadas en el análisis, sean mayores que 10 por ciento con respecto a las dimensiones de los miembros mostrados en los planos, se deberá repetir el análisis, usando estos últimos.

**10.6.3 Método de amplificación de momentos**

Cuando  $kL/r \leq 100$ , los miembros comprimidos (columnas o muros), así como las vigas que le sirven de soporte lateral u otros miembros de apoyo, también se pueden evaluar de acuerdo con los procedimientos aproximados de análisis que se presentan a continuación. En miembros comprimidos solicitados a flexión en ambos ejes principales, el momento alrededor de cada eje se amplificará separadamente basado en las condiciones de restricción correspondientes al eje considerado.

### 10.6.3.1 Pórticos no desplazables

Los miembros comprimidos de pórticos no desplazables o arriostrados contra el desplazamiento en su plano serán diseñados para carga axial  $N_u$  y el momento amplificado  $M_c$ , calculados según la fórmula (10-7), alrededor de cada eje separadamente, como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \geq N_u (1,5 + 0,03h) \quad (10-7)$$

donde h, en cm.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0,75 N_c}} \geq 1,0 \quad (10-8)$$

$$N_c = \frac{\pi^2 E I}{(k L_u)^2} \quad (10-9)$$

$$EI = \frac{0,2 E_c I + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (10-10)$$

ó de manera simplificada:

$$EI = \frac{0,4 E_c I}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

$\beta_d$  tiene uno de los tres significados siguientes:

- Para pórticos desplazables o no arriostrados en su plano,  $\beta_d$  es la relación de la carga axial máxima permanente mayorada entre la carga axial máxima mayorada asociada con la misma combinación de carga.
- Para pórticos no desplazables o arriostrados en su plano, con excepción a lo requerido en (c),  $\beta_d$  es la relación del máximo corte mayorado permanente en un piso entre el máximo corte mayorado en ese piso.
- Para la verificación de la estabilidad de los pórticos desplazables o no arriostrados en su plano de acuerdo con la Subsección 10.6.3.2,  $\beta_d$  es la relación de la carga axial máxima permanente mayorada entre la carga axial máxima mayorada.

En los miembros comprimidos no solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión,  $C_m$  será:

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2) \geq 0,4 \quad (10-12)$$

La relación  $M_1 / M_2$  se ha definido en la Sección 10.6.1.

Para miembros comprimidos solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre los apoyos,  $C_m = 1$ .

### 10.6.3.2 Pórticos desplazables

Los miembros comprimidos de pórticos desplazables o no arriostrados en su plano contra el desplazamiento serán diseñados para la carga axial mayorada y los siguientes momentos amplificados  $M_1$  y  $M_2$  definidos en las fórmulas (10-13) y (10-14):

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-13)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-14)$$

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (10-15)$$

Cuando las cargas laterales sean debidas al sismo,  $Q$  se tomará como el índice de estabilidad,  $\theta$ , definido en el Artículo 8.5 de la Norma COVENIN 1756.

Cuando las cargas laterales no sean debidas al sismo, se podrá usar la fórmula (10-15) siempre que  $\delta_s \leq 1,5$  ó usar la siguiente fórmula:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma N_u}{0,75 \Sigma N_c}} \geq M_s \quad (10-16)$$

donde:

$\Sigma N_u$  es la suma de las cargas verticales en el entrepiso.

$\Sigma N_c$  es la suma de todas las cargas críticas de las columnas que resisten el desplazamiento;  $N_c$  se calcula usando la fórmula (10-9),

Los miembros individuales comprimidos cuya relación de esbeltez sea mayor que la establecida por la fórmula (10-17), se diseñarán para la carga axial mayorada  $N_u$  y el momento  $M_c$  definido por la fórmula (10-7):

$$L_u / r > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f'_c A}}} \quad (10-17)$$

En las estructuras desplazables también deberá analizarse su resistencia y estabilidad bajo cargas gravitacionales usando uno de los siguientes procedimientos, en los cuales el valor  $\beta_d$  será la relación entre la fuerza axial permanente mayorada y la carga axial mayorada máxima.

a) Cuando  $\delta_s M_s$  se ha obtenido de un análisis de segundo orden, la razón entre la deriva obtenida con relación a la obtenida en el análisis de primer orden para la combinación 1,2 CP + 1,6 CV, mas la carga lateral aplicada a la estructura no excederá de 2,5.

b) Cuando  $\delta_s M_s$  se ha obtenido con la fórmula (10-15), el valor de  $Q$  no excederá de 0,60 si  $\Sigma N_u$  se ha calculado con la combinación 1,2 CP + 1,6 CV.

c) Cuando  $\delta_s M_s$  se ha obtenido con la fórmula (10-16),  $\delta_s$  será positivo y no excederá de 2,5. En este caso,  $\Sigma N_u$  y  $\Sigma N_c$  se han calculado con las correspondientes cargas CP y CV mayoradas.

## 10.7 MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

Cuando el área del perfil de acero estructural embutido en el concreto reforzado sea menor del 4% de la sección total, la sección mixta acero – concreto cumplirá con la presente Norma y en particular se diseñará por este Artículo. Cuando este porcentaje sea igual o mayor del 4%, el diseño de la sección mixta se regirá por el Capítulo 26 de la Norma COVENIN 1618

### 10.7.1 Requisitos generales

Los miembros mixtos acero-concreto solicitados a compresión incluirán a todos los miembros reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tubos de aceros, y con o sin barras longitudinales.

La resistencia de un miembro mixto acero-concreto será calculada para las mismas condiciones límites aplicables a los miembros comunes de concreto reforzado.

Cualquier carga axial asignada al concreto de un miembro mixto debe transmitirse mediante miembros o ménsulas que se apoyen directamente en el concreto del miembro mixto.

Toda carga axial no asignada al concreto de un miembro compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil de acero estructural, o tubo de acero.

Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro de la sección mixta acero concreto no será mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I/5) + E_s I_t}{(E_c A/5) + E_s A_t}} \quad (10-18)$$

En vez de un cálculo más preciso,  $EI$  en la fórmula (10 – 9) será tomado como la fórmula (10-10) o (10-19)

$$EI = \frac{E_c I/5}{1 + \beta_d} + E_s I_t \quad (10-19)$$

### 10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

Para un miembro mixto acero-concreto con un núcleo de concreto confinado en acero estructural, el espesor del acero no será menor que  $b \sqrt{\frac{F_y}{3 E_s}}$ , para cada cara de anchura  $b$ , ni  $h \sqrt{\frac{F_y}{8 E_s}}$ , para secciones circulares de diámetro  $h$

### 10.7.3 Refuerzo helicoidal alrededor de un núcleo de acero estructural

Los miembros mixtos de concreto reforzado por zunchos alrededor de un núcleo de acero estructural, deben satisfacer lo siguiente:

- La resistencia a la compresión especificada del concreto  $f'_c$  no debe ser menor de 200 kgf/cm<sup>2</sup>. La resistencia a la cedencia de diseño del núcleo de acero estructural será la resistencia mínima a la cedencia especificada para el grado de acero estructural usado, pero sin exceder de 3520 kgf/cm<sup>2</sup>.
- El refuerzo helicoidal debe cumplir con lo especificado en la Sección 10.4.3.2 para los Niveles de Diseño ND1 y ND2, y la Subsección 18.3.4.1 para ND3.
- La cuantía geométrica,  $\rho$ , de las barras de acero longitudinal localizadas dentro del refuerzo helicoidal para miembros diseñados según los Niveles de Diseño ND1 y ND2 no debe ser menor que 0,01 ni mayor de 0,08 veces el área neta del concreto. Para miembros con Nivel de Diseño ND3, la cuantía geométrica no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 el área neta del concreto. Estas barras pueden considerarse en el cálculo de  $A_t$  e  $I_t$ .

### 10.7.4 Ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural

Un miembro mixto acero-concreto con ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con lo especificado a continuación:

Las ligaduras deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

En el Nivel de Diseño ND1, las ligaduras tendrán un diámetro no menor que 0,02 veces la mayor dimensión del miembro compuesto. Estas ligaduras no deben ser menores de la cabilla No.3 ni mayores de No. 5. Se permitirán mallas de alambres electrosoldados de áreas equivalente. Las ligaduras estarán separadas una distancia no mayor de:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal,
- 48 veces del diámetro de la ligadura y

c) la mitad de la menor dimensión de la sección del miembro mixto.

En columnas con Nivel de Diseño ND2 y ND3, las ligaduras cumplirán con las Secciones 18.6.5 y 18.2.3, respectivamente.

### 10.7.5 Acero longitudinal

La cuantía del acero de refuerzo longitudinal referida al área neta de la sección de concreto será función del Nivel de Diseño y cumplirá con la Subsección 10.4.3.1.

Se colocará en cada esquina de la sección rectangular una barra longitudinal, y las otras barras se espaciarán no más de la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del miembro mixto acero – concreto.

Las barras longitudinales ubicadas dentro de las ligaduras pueden considerarse para el calcular  $A_t$ , y determinar su resistencia, pero no para calcular  $I_t$  y evaluar los efectos de esbeltez.

### 10.8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.

La resistencia de diseño al aplastamiento en el concreto no excederá de  $\phi(0,85 f'_c A_1)$ , excepto cuando la superficie de apoyo sea mayor que el área cargada, en cuyo caso se podrá multiplicar el área cargada por  $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$ .

## CAPÍTULO 11 CORTE Y TORSIÓN

### 11.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán en el diseño por corte y por torsión de miembros de concreto reforzado. Se especifica la contribución del concreto y del acero de refuerzo en la resistencia a la fuerza cortante. También comprende el diseño de corte por fricción, y los requisitos especiales para el diseño de las vigas-pared, las ménsulas, consolas y soportes similares, así como también para las losas, placas y zapatas de fundación. Los nodos de las estructuras con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con los requisitos del Artículo 11.10.

El diseño por corte de los muros estructurales se trata en el Capítulo 14.

El diseño por corte de los miembros, nodos y diafragmas del sistema resistente a sismos con Nivel de Diseño ND2 o ND3, cumplirá con los requisitos adicionales del Capítulo 18.

Se exceptuarán del alcance del presente Capítulo los miembros diseñados de acuerdo con el Apéndice A.

### 11.2 CORTE

El diseño de los miembros solicitados por fuerza cortante deberá satisfacer la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia teórica al corte calculada según la siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

La resistencia teórica al corte  $V_n$ , considerará el efecto de cualquier abertura existente en los miembros.

En el Artículo 11.3 y la Sección 11.9.2. se especifica la resistencia teórica por corte asignada al concreto  $V_c$ . En este Capítulo el valor de  $v_c = 0,27 \sqrt{f'_c}$  no excederá de 7,0 kgf/cm<sup>2</sup>, excepto en el cálculo de  $v_c$ , y  $v_w$  para vigas y nervios de concreto reforzado, siempre y cuando se coloque en el alma el refuerzo transversal conforme con el Artículo 11.4 y la Sección 11.5.3.2.

La resistencia teórica al corte asignada al acero de refuerzo,  $V_s$ , se especifica en el Artículo 11.4. La resistencia al corte  $V_s$  no se tomará mayor que  $2,10 \sqrt{f'_c} b_w d$ .

La fuerza cortante máxima mayorada  $V_u$  que actúa en los apoyos se calculará de acuerdo con este Capítulo, cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- La reacción del apoyo, en la dirección del corte actuante, produce compresión en las zonas extremas del miembro.
- Las cargas están aplicadas en o cerca de la parte superior del miembro.
- No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la posición de la sección crítica definida a continuación en el acápite d.
- Cuando la reacción en la dirección de la fuerza cortante produce compresión en las zonas extremas de un miembro, las secciones ubicadas a menos de una distancia  $d$ , medida desde la cara del apoyo, se diseñará para la fuerza cortante  $V_u$  calculada a la distancia  $d$ .

### 11.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTE

La resistencia teórica al corte asignada al concreto con agregados de peso normal,  $V_c$ , en estructuras con Nivel de Diseño ND1, se calculará con las fórmulas de la Tabla 11.3. En estructuras con Nivel de Diseño ND2 se calculará según las Secciones 18.7.4 y 18.8.6 y para el Nivel de Diseño ND3, según las Secciones 18.3.4 y 18.4.6.

Siempre que sea aplicable, al determinar  $V_c$  se considerarán los efectos de las tracciones axiales debidas a la fluencia y a la retracción en los miembros restringidos. En los miembros de altura variable también pueden incluirse los efectos de las tensiones de compresión inclinadas debido a la flexión.

En los miembros de sección circular,  $V_c$  se calculará suponiendo que el área es el producto del diámetro por la altura efectiva de la sección de concreto. Dicha altura efectiva podrá tomarse como el 80 por ciento del diámetro de la sección de concreto.

**TABLA 11.3 RESISTENCIA TEÓRICA AL CORTE DE CONCRETO CON AGREGADOS DE PESO NORMAL EN ESTRUCTURAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1**

Solicitación	Fórmula simplificada	Fórmula completa
Flexión	Fórmula ( 11-3 ) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$	Fórmula (11-5) : $V_c = ( 0,50 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} ) b_w d$ $\leq 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d$ En la fórmula (11-5), $V_u d / M_u \leq 1,0$
Flexión y fuerza axial de compresión	Fórmula (11-4) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d ( 1 + 0,007 \frac{N_u}{A} )$	Fórmula ( 11-6), cuando $M_m$ es positivo : $V_c = ( 0,50 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_m} ) b_w d$ $\leq 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0,028 \frac{N_u}{A}}$ En la fórmula (11-6), $V_u d / M_u$ puede ser mayor que 1.0, y $M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}$

		Fórmula ( 11-7), cuando $M_m$ es negativo : $0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0,028 \frac{N_u}{A}}$
Flexión y fuerza axial de tracción	$V_c = 0$ El acero de refuerzo se diseñará para que resista la totalidad de la fuerza cortante.	Fórmula ( 11-8) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d ( 1 + 0,028 \frac{N_u}{A} ) \geq 0$
$M_u$ es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con $V_u$ en la sección considerada. $N_u / A$ se expresa en $\text{kgf/cm}^2$ positiva para compresión y negativa para tracción.		

La Tabla 11.3 es válida para concretos con agregados livianos dosificados según el Capítulo 5, cuando se cumplen las condiciones que se enuncian a continuación:

a) Cuando se especifica  $f_{ct}$  : Se reemplaza  $\sqrt{f'_c}$  por  $0,56 f_{ct}$  y se verificará que  $0,56 f_{ct} \leq 0,27 \sqrt{f'_c}$

b) Cuando no está especificado  $f_{ct}$  :

i. Para concretos totalmente livianos, se multiplicarán los valores de  $\sqrt{f'_c}$  por 0,75

ii. Para concretos livianos con arena, se multiplicarán los valores de  $\sqrt{f'_c}$  por 0,85.

iii. En los casos de reemplazo parcial de arena, se puede interpolar linealmente entre los dos factores de minoración anteriormente indicados.

Las sustituciones indicadas en a) y b) para calcular la resistencia teórica al corte de concreto con agregado liviano, no son aplicables en las fórmulas (11-24) y (11-25) de la Sección 11.5.2 ni tampoco en las de la Sección 11.9.1.

## 11.4 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO AL CORTE

### 11.4.1 Tipos de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte puede consistir en:

- Estribos perpendiculares al eje del miembro o estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con el acero de refuerzo longitudinal en tracción.
- Mallas de alambres electrosoldados, con alambres colocados perpendicularmente al eje del miembro.
- Zunchos o ligaduras.
- Barras de refuerzo longitudinal con dobleces que forman un ángulo de  $30^\circ$  o más con los restantes aceros de refuerzo longitudinales en tracción.
- Combinaciones de estribos y aceros de refuerzo longitudinales dobladas.

Los estribos y las otras barras o alambres que se utilicen como acero de refuerzo por corte abarcarán toda la altura útil  $d$ , medida desde la fibra extrema comprimida, y se anclarán en ambos extremos de acuerdo con el Artículo 12.4 para desarrollar la tensión cedente de diseño del acero de refuerzo. En los miembros que formen parte del sistema resistente a sismos se colocará acero de refuerzo por corte en toda su longitud, según se especifica en el Capítulo 18.

Cuando se use más de un tipo de refuerzo por corte en una misma zona del miembro, la resistencia al corte  $V_s$  será la suma de los valores  $V_s$  correspondientes a cada tipo.

### 11.4.2 Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión

La resistencia cedente de diseño del acero de refuerzo en los miembros solicitados por corte o torsión, no excederá de  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ , y en las mallas de alambres electrosoldados la resistencia cedente de diseño no excederá de  $5620 \text{ kgf/cm}^2$ .

### 11.4.3 Diseño del acero de refuerzo por corte

Se diseñará el acero de refuerzo por corte cuando  $V_u > 0,5 \phi V_c$ , excepto en los siguientes casos: losas o placas; zapatas de fundación; sistemas de piso nervados definidos en el Artículo 8.10; y las vigas vaciadas conjuntamente con las losas, cuando sus alturas no exceden la mitad de la anchura del alma ni 60 cm.

Para el Nivel de Diseño ND1, la cantidad y separación del acero de refuerzo por corte, omitiendo la torsión, será la especificada en la Tabla 11.4. Para los Niveles de Diseño ND2 o ND3 regirán las disposiciones del Capítulo 18.

Los estribos inclinados y los aceros de refuerzo longitudinales doblados, se separarán de tal modo que cada línea a  $45^\circ$  que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura útil del miembro,  $0,5 d$ , hasta el acero de refuerzo longitudinal de tracción, sea interceptada al menos por un acero de refuerzo por corte.

Las ligaduras o zunchos usadas como acero de refuerzo por corte en secciones circulares, también se calcularán con la fórmula (11-10), donde  $d$  es la altura efectiva, definida en el Artículo 11.3, y  $A_v$  será igual a dos veces el área de las ligaduras circulares o espirales separados a una distancia  $s$ , y  $F_y$  es la resistencia especificada cedente de las ligaduras o zunchos.

En las barras longitudinales dobladas, (casos c de la Tabla 11.4) solamente se considerarán efectivas como aceros de refuerzo por corte las  $\frac{3}{4}$  partes centrales de la porción inclinada.

**TABLA 11.4 DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO POR CORTE EN ESTRUCTURAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1. ÁREA DE REFUERZO,  $A_v$ , Y SEPARACIÓN,  $s$ .**

Área de refuerzo, $A_v$	$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	$\phi V_c \geq V_c > 0,5 \phi V_c$	$V_u > \phi V_c$
a. Estribos perpendiculares al eje del miembro	No se exige para el Nivel de Diseño ND1	Fórmula (11-9) :	Fórmula (11-10) : $\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi F_y d}$
b. Estribos inclinados		$0,20 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{F_y} \geq 3,5 \frac{b_w s}{F_y}$	Fórmula (11-11) : $\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi F_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}$
c. Barra o grupo de barras dobladas en paralelo, separadas o en contacto 1) dobladas a la misma distancia de los apoyos 2) dobladas a diferentes distancias de los apoyos		Fórmula (11-12) : $\frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi F_y \text{sen } \alpha} \leq 0,79 \sqrt{f'_c} b_w d$	
Separación, $s$	$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	$\phi V_c \geq V_u > 0,5 \phi V_c$	$V_u > \phi V_c$

Estribos perpendiculares al eje del miembro	Requerida	No se exige para el Nivel de Diseño ND1	Fórmula (11-13) :	Fórmula (11-14) :
	Máxima		$\frac{5 A_v F_y}{b_w \sqrt{f'_c}} \leq \frac{A_v F_y}{3,5 b_w}$	$\frac{A_v F_y d}{V_s}$
Nota.- $\phi V_s = (V_u - \phi V_c)$ ; $b_w$ y $s$ se expresan en cm			0,5 d ≤ 60 cm	Cuando $(V_u - \phi V_c)$ : $\leq 1,06 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$ $s = 0,5 d \leq 60 \text{ cm}$ $> 1,06 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$ $s = 0,25 d \leq 30 \text{ cm}$

## 11.5 TORSIÓN

Los efectos de torsión podrán omitirse cuando el momento torsor mayorado,  $T_u$ , sea menor o igual a la resistencia torsional crítica,  $T_{cr}$ , definida por las siguientes fórmulas:

$$T_{cr} = \phi 0,27 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (11-15)$$

O cuando se consideran fuerzas axiales, de compresión o tracción:

$$T_{cr} = \phi 0,27 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1,06 \sqrt{f'_c} A}} \quad (11-16)$$

En los miembros aislados con alas o en los miembros vaciados monolíticamente con las losas, la anchura sobresaliente del ala usada en el cálculo de  $A_{cp}$  y  $p_{cp}$  cumplirá con la Sección 13.2.3, excepto que las alas sobresalientes se omitirán en los casos donde  $A_{cp}^2 / p_{cp}$  calculado para una viga con alas sea menor que el calculado para la misma viga ignorando las alas.

Cuando se apliquen las fórmulas de  $T_{cr}$  a las secciones huecas, fórmulas (11-15) y (11-16), se usará  $A$  en lugar de  $A_{cp}$  y los bordes extremos de la sección cumplirán con la Sección 13.2.3

Cuando deba considerarse el momento torsor mayorado,  $T_u$ , el diseño de los miembros deberán cumplir la condición:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (11-17)$$

$$T_n = \frac{2 A_o A_t F_{yv} \cot \theta}{s} \quad (11-18)$$

donde,  $F_{yv}$  es la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo longitudinal.

En la fórmula (11-18), el área  $A_o$  se obtiene del análisis estructural, pero se podrá usar  $A_o$  igual a  $0,85 A_{oh}$ . En el análisis el valor de  $\theta$  está acotado entre  $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ . En cualquier caso se podrá tomar un valor de  $\theta = 45^\circ$ .

### 11.5.1 Momento torsor mayorado

Cuando la sollicitación por torsión provenga de una losa, dicha sollicitación se tomará como uniformemente distribuida a lo largo del miembro, a menos que se realice un análisis más riguroso.

Las secciones ubicadas a menos de la distancia  $d$  medida desde la cara del apoyo, pueden diseñarse para el mismo momento torsor  $T_u$  que se haya calculado a la distancia  $d$ . Cuando existe un momento torsor concentrado dentro de esa distancia, se usará como sección crítica la ubicada en la cara del apoyo.

En las estructuras hiperestáticas, en las cuales pueden ocurrir reducciones en los momentos torsores debido a la redistribución de las fuerzas internas después del agrietamiento, el máximo momento de torsión mayorado  $T_u$  podrá reducirse a los valores dados por la fórmulas (11-19), o la fórmula (11-20) que considera fuerzas axiales de compresión o tracción. En estos casos, el diseño de los miembros adyacentes utilizará los momentos y fuerzas cortantes por flexión resultantes de la redistribución.

Al aplicar las fórmulas (11-19) y (11-20) a las secciones huecas, no se podrá sustituir el área  $A_{cp}$  por  $A$ .

$$T_u = \phi 1,06 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (11-19)$$

cuando se consideren fuerzas axiales, de compresión o tracción

$$T_u = \phi 1,06 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1,06 \sqrt{f'_c} A}} \quad (11-20)$$

### 11.5.2 Dimensiones de la sección resistente a torsión

Los miembros solicitados por momentos torsores se dimensionarán de manera que en sus secciones transversales satisfagan la siguiente condición:

a) Para secciones sólidas

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( 2,7 \sqrt{f'_c} \right) \quad (11-21)$$

b) Para secciones huecas

$$\left( \frac{V_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left( 2,7 \sqrt{f'_c} \right) \quad (11-22)$$

En las secciones huecas cuyas paredes externas sean de espesor variable, se evaluará la fórmula (11-22) en la sección donde el término de la derecha en la desigualdad sea máximo.

Cuando el espesor de la pared de una sección hueca sea menor que  $A_{oh} / p_h$ , el segundo término de la fórmula (11-22) se tomará como  $\frac{T_u}{1,7 A_{oh} t}$ , donde  $t$  es el espesor de la pared donde las tensiones se están verificando.

### 11.5.3 Acero de refuerzo por torsión

#### 11.5.3.1 Tipos de refuerzo

El acero de refuerzo por torsión consistirá de barras longitudinales y una o más de los siguientes tipos que satisfacen la Sección 11.4.2:

- Estribos o ligaduras cerradas, perpendiculares al eje del miembro;
- Una caja cerrada hecha con malla de alambres electrosoldados, con alambres transversales perpendiculares al eje del miembro;
- Refuerzo helicoidal.

El acero de refuerzo por torsión se sumará al requerido por corte, momentos y fuerza axial que actúan en combinación con la torsión. Se cumplirá con los requisitos más exigentes de colocación y separación.

### 11.5.3.2 Acero de refuerzo transversal

Cuando  $T_u \geq T_{cr}$  se dispondrá acero de refuerzo transversal en todas las secciones cuya área se calculará mediante la fórmula (11-18), verificándose que el área mínima de estribos cerrados sea:

$$(A_v + 2 A_t) = 0,20 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{F_{yv}} \geq 3,5 \frac{b_w s}{F_{yv}} \quad (11-23)$$

### 11.5.3.3 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal adicional requerido por torsión no será menor que:

$$A_L = \frac{A_t}{s} p_h \left( \frac{F_{yv}}{F_{yl}} \right) \cot^2 \theta \quad (11-24)$$

donde,  $F_{yl}$  = Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo transversal.

$\theta$  = Valor usado en la fórmula (11 – 19).

$A_t / s$  = Valor calculado con la fórmula (11-19).

El área mínima total del acero de refuerzo longitudinal por torsión se calculará con la fórmula (11-25), en este caso ( $A_t / s$  no será menor que  $1,75 (b_w / F_y)$ ):

$$A_{L,min} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{F_{yl}} - \left( \frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{F_{yv}}{F_{yl}} \quad (11-25)$$

En la zona comprimida por flexión se podrá reducir el acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión en una cantidad igual a  $M_u / (0,9d F_{yl})$ , donde  $M_u$  es el momento mayorado que actúa en la sección en combinación con  $T_u$ , excepto que el acero de refuerzo mínimo colocado, no debe ser menor que el área mínima exigida por la fórmula (11-25) o el acero distribuido en el perímetro como se especifica en la Subsección 11.5.4.2.

## 11.5.4 Detallado del acero de refuerzo por torsión

### 11.5.4.1 Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo por torsión se dispondrá más allá del punto teóricamente se requiere una distancia no menor que  $(b_t + d)$ .

La separación del acero de refuerzo transversal por torsión no excederá al menor valor entre  $p_h / 8$  y 30 cm.

En las secciones huecas, la distancia desde el centro del acero de refuerzo transversal por torsión a la cara interior del muro no será menor que  $0,5A_{oh}/p_h$ .

El acero de refuerzo transversal por torsión será anclado de una de las siguientes maneras: a) por un ganchura estándar de  $135^\circ$  alrededor de una barra longitudinal, o b) en las regiones definidas en el Artículo 12.12 donde el concreto de recubrimiento del anclaje está restringido contra el desprendimiento por una ala, losa o un miembro similar.

### 11.5.4.2 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión se distribuirá alrededor del perímetro del estribo cerrado con una separación máxima de 30 cm. Las barras longitudinales se ubicarán dentro de los estribos. En cada una de las esquinas de los estribos se colocará como mínimo una barra longitudinal. El diámetro de las barras no será menor que 0.042 veces de la separación de los estribos ni menor que el No. 3. El acero de refuerzo longitudinal por torsión se anclará en ambos extremos del miembro.

## 11.6 CORTE POR FRICCIÓN

Los requisitos del presente Artículo se aplicarán donde sea apropiado considerar la transferencia del corte a través de: a) un plano que coincide con una fisura existente o potencial, b) de una superficie de contacto entre materiales diferentes o entre dos concretos vaciados en tiempos diferentes. El diseño de las secciones por transferencia de corte, se basará en la fórmula (11-1).

Para la determinación de la resistencia al corte por fricción se supondrá que se presenta una grieta longitudinal en el plano de corte considerado. El área del acero de refuerzo requerido para resistir corte por fricción,  $A_{vf}$ , que atraviesa el plano de corte, podrá calcularse usando la resistencia teórica de corte,  $V_n$ , la cual no se tomará mayor que  $0,2 f'_c A_c$  ni  $56 A_c$  en kgf, donde  $A_c$  es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia del corte, en  $cm^2$ .

La tracción neta a través del plano de corte debe ser resistida por acero de refuerzo adicional. Cuando exista una compresión neta que actúe permanentemente a través del plano de corte, la misma puede sumarse a la fuerza desarrollada por el acero de refuerzo por corte por fricción,  $A_{vf} F_y$ , cuando se requiera calcular  $A_{vf}$ .

### 11.6.1 Resistencia de diseño

La resistencia al corte por fricción,  $V_n$ , será función de la disposición del acero de refuerzo por corte, como se especifica a continuación:

a) Aceros de refuerzos perpendiculares al plano de corte.

$$V_n = A_{vf} F_y \mu \quad (11-26)$$

b) Aceros de refuerzo inclinados con relación al plano de corte, tal que la fuerza de corte produce tracción en el acero de refuerzo de corte por fricción:

$$V_n = A_{vf} F_y (\mu \text{ sen } \alpha_f + \text{cos } \alpha_f) \quad (11-27)$$

En ambas fórmulas  $\mu$  es el coeficiente de fricción dado en la Sección 11.6.2,  $\alpha_f$  es el ángulo entre el acero de refuerzo de corte por fricción y el plano de corte, y la tensión cedente  $F_y$  deberá cumplir con la Sección 11.4.2.

El acero de refuerzo por corte por fricción estará apropiadamente distribuido a través de la grieta supuesta y se anclará a ambos lados de la misma mediante prolongaciones, ganchuras o soldaduras a dispositivos especiales para desarrollar la resistencia cedente especificada.

Para la transferencia de corte entre concreto y el acero de los conectores con cabeza o espárragos, o las barras de refuerzo soldadas, la superficie de acero deberá estar limpia y sin pintura.

### 11.6.2 Coeficientes de fricción

El coeficiente de fricción a ser usado en las fórmulas (11-26) y (11-27) tendrá los valores de la Tabla 11.6.2.a Véase en la Tabla 11.6.2.b el correspondiente valor de  $\lambda$ .

Cuando el concreto se vacía contra otro previamente endurecido, la superficie de contacto para transferir corte estará limpia y libre de lechada. Si se supone que  $\mu$  es igual a  $1,0 \lambda$ , la superficie de contacto deberá tener rugosidades de aproximadamente 6 mm de altura.

**TABLA 11.6.2.a VALOR DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN,  $\mu$**

Condición Local del Concreto	$\mu$
Concreto vaciado en forma continua, sin juntas	$1,4 \lambda$
Concreto vaciado sobre concreto endurecido, cuya superficie tenga rugosidades hechas intencionalmente tal como se especifica en la Sección 11.6.2	$1,0 \lambda$
Concreto vaciado contra concreto endurecido sin que sus superficies se hayan hecho intencionalmente rugosas	$0,6 \lambda$
Concreto anclado a perfiles de acero estructural por medio de espárragos de anclaje o por barras de refuerzo ( véase la Sección 11.6.1)	$0,7 \lambda$

**TABLA 11.6.2.b VALORES DEL FACTOR DE CORRECCIÓN  $\lambda$**

Tipo de Concreto	$\lambda$
Concreto con agregado de peso normal.	1,00
Concreto con agregado liviano (*):	
Liviano con arena	0,85
Totalmente liviano	0,75
Para reemplazo parcial del agregado liviano	Interpolación linealmente

### 11.7 REQUISITOS ESPECIALES PARA VIGAS-PARED

Este Artículo se aplicará a las vigas cuya luz libre entre apoyos  $L_n$  sea igual o menor que 4 veces su altura total,  $h$ , o en aquellas regiones de vigas apoyadas con cargas concentradas comprendidas en una longitud igual al doble de la altura total medida desde la cara cargada del apoyo, de manera que pueda desarrollarse el puntal de compresión entre las cargas y los apoyos. Véase el Artículo 12.7.

Las vigas pared podrán diseñarse usando un análisis no lineal según lo especifica la Subsección 10.3.2.4 o el Apéndice A.

La resistencia al corte  $V_n$  para vigas-pared no será mayor que  $2,7 \sqrt{f'_c} b_w d$ .

El área del acero de refuerzo por corte perpendicular a la luz del tramo,  $A_v$ , no será menor que  $0,0025b_w s$ , y  $s$  no excederá de  $d/5$  ni a 30 cm.

El área del acero de refuerzo por corte paralelo a la luz del tramo,  $A_{vh}$ , no será menor que  $0,0015b_w s_2$ , y  $s_2$  no excederá de  $d/5$  ni a 30 cm.

Se podrá calcular el acero de refuerzo de acuerdo con el Apéndice A.3.2.1 en lugar de usar los aceros de refuerzos mínimos,  $A_v$  y  $A_{vh}$ , especificados anteriormente.

### 11.8 REQUISITOS ESPECIALES PARA MÉNSULAS, CONSOLAS Y SOPORTES SIMILARES

#### 11.8.1 Métodos de análisis

Las ménsulas y soportes se diseñarán según el presente Artículo cuando se cumplan las siguientes condiciones: a) La razón entre la luz de corte,  $a$ , y su altura útil,  $d$ , es  $a/d \leq 1$ , y b) están solicitadas por una fuerza de tracción horizontal,  $N_{uc}$ , menor que  $V_u$ . Las ménsulas y soportes con razón  $a/d \leq 2$  se podrán diseñar según el Método de las bielas, del Apéndice A de esta Norma. En todos los cálculos de las ménsulas y soportes diseñados según el presente Artículo, se usará como factor de minoración de las resistencias,  $\phi = 0.75$ .

La distancia  $d$  se medirá en la sección ubicada en la cara del apoyo, y la altura de la ménsula medida en la sección que pasa por el borde exterior del área cargada no será menor de  $0.50 d$ .

El área cargada de la ménsula o soporte no podrá proyectarse más allá de la porción donde se localiza el acero de refuerzo principal a tracción,  $A_s$ , ni de la proyección de la cara interior de la barra transversal de anclaje cuando ésta exista.

La fuerza de tracción  $N_{uc}$  se considerará como carga variable cuando la tracción sea ocasionada por: la fluencia, la retracción, o los cambios de temperatura.

#### 11.8.2 Resistencia al corte

La resistencia teórica al corte para el concreto  $V_n$  será el menor valor entre las siguientes fórmulas para el tipo de concreto especificado:

Para concretos de peso normal:

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d \quad (11-28a)$$

$$V_n = 56 b_w d \quad (11-28b)$$

Para concretos totalmente livianos o concretos livianos con arena:

$$V_n = (0,2 - 0,07 a / d) f'_c b_w d \quad (11-29a)$$

$$V_n = (56 - 20 a / d) b_w d \quad (11-29b)$$

### 11.8.3 Aceros de refuerzo

El diseño del acero de refuerzo por corte por fricción,  $A_{vf}$ , para resistir el corte  $V_u$  cumplirá el Artículo 11.6.

El acero de refuerzo  $A_f$  requerido para resistir el momento  $(V_u a + N_{uc} (h - d))$  se calculará de conformidad con las hipótesis y principios del Artículo 10.2. La sección en la cara del soporte debe diseñarse para que resista simultáneamente con el corte  $V_u$ , el momento  $(V_u a + N_{uc} (h - d))$ , y la fuerza horizontal de tracción  $N_{uc}$ .

El acero de refuerzo  $A_n$  requerido para resistir la fuerza de tracción  $N_{uc}$  se calculará con la fórmula (11-30), donde  $N_{uc} \geq 0,2 V_u$ , a menos que se tomen previsiones especiales que eviten la presencia de fuerzas de tracción.

$$N_{uc} \leq \phi A_n F_y \quad (11-30)$$

El acero de refuerzo en tracción por flexión,  $A_s$ , será igual o mayor que el mayor valor que resulte entre  $(A_f + A_n)$  y  $(0,75 A_{vf} + A_n)$ . La cuantía geométrica  $\rho$  deberá ser por lo menos igual a:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,04 \frac{f'_c}{F_y} \quad (11-31)$$

El acero de refuerzo principal traccionado  $A_s$  deberá anclarse en la cara exterior de la ménsula o soporte ya sea por:

- Soldadura estructural a una barra transversal de igual o mayor diámetro. La soldadura deberá permitir que todas las barras desarrollen su resistencia cedente especificada,  $F_y$
- Doblando las barras hasta formar un enlace horizontal.
- Otros medios que suministren un anclaje efectivo.

Los estribos cerrados o ligaduras paralelas a  $A_s$ , con un área total  $A_h$  mayor que  $0,5(A_s - A_n)$ , será distribuida uniformemente dentro de los  $\frac{2}{3}$  de la altura efectiva del apoyo o ménsula adyacente a  $A_s$ .

### 11.9 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS

El diseño por corte en la proximidad de las columnas de las losas, placas y zapatas de fundación y en las zonas solicitadas por cargas concentradas o reacciones, tomará en cuenta la más severa de las siguientes condiciones:

#### 1. Por flexión unidireccional

Suponiendo flexión en una dirección, la sección crítica a ser investigada se ubicará a una distancia  $d$  de las caras de la columna, pedestal, o borde del área cargada, extendiéndose en un plano a través de todo la anchura y se diseñará según los Artículos 11.1 a 11.4.

#### 2. Por punzonamiento

Suponiendo flexión en dos direcciones, la sección crítica a ser investigada estará localizada en un plano perpendicular al plano de la losa o zapata, de manera que su perímetro  $b_o$  sea mínimo, sin que la distancia a la cara del pedestal o columna o de la zona cargada sea menor que  $0,5 d$  en:

- Lados o esquinas de columnas, cargas concentradas, o áreas de apoyos, o;
- Cambios en el espesor de las placas tales como capiteles o ábacos.

En columnas cuadradas o rectangulares, o en áreas cargadas, las secciones críticas pueden reducirse a cuatro lados rectos.

### 11.9.1 Resistencia al corte

El diseño de losas, placas o zapatas con flexión en dos direcciones se basará en las fórmulas (11-1) y (11-2).

La resistencia al corte  $V_n$  se calculará por la fórmula (11-2), en la cual el corte asignado al concreto  $V_c$  se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.2. La resistencia del refuerzo por corte  $V_s$  se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.3.

En las losas con perfiles estructurales de acero,  $V_n$ , se calcularán de acuerdo con la Sección 11.9.4. Cuando el diseño incorpore parrillas, la resistencia al corte  $V_n$  en la sección crítica definida por flexión unidireccional en el Artículo 11.9 no será mayor que  $1,85 \sqrt{f'_c} b_o d$ .

### 11.9.2 Resistencia del concreto al corte

#### 11.9.2.1 Losas, placas y zapatas de fundación no reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación sin acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte,  $V_c$ , será el menor valor entre las siguientes:

$$a) V_c = \left( 0,53 + \frac{1,06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-32)$$

donde  $\beta_c$  es la razón de dividir el lado largo entre el lado corto de la columna o pedestal, área de carga concentrada o de reacciones.

$$b) V_c = (0,53 + \alpha_s d/b_o) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

donde  $\alpha_s$  es un factor que depende de la ubicación de la columna:

Columnas interiores,  $\alpha_s = 10,6$

Columnas laterales,  $\alpha_s = 8,0$

Columnas de esquinas,  $\alpha_s = 5,3$

$$c) V_c = 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-34)$$

#### 11.9.2.2 Losas, placas y zapatas de fundación reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación con acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte,  $V_c$ , no excederá de  $0,53 \sqrt{f'_c} b_o d$  y la resistencia teórica al corte  $V_n$  no será mayor que  $1,60 \sqrt{f'_c} b_o d$ .

### 11.9.3 Acero de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte en las losas y zapatas con una altura efectiva  $d \geq 15$  cm, pero no menor que 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo, consistirá de barras, estribos o malla de alambres electrosoldados.

El área del acero de refuerzo por corte,  $A_v$ , calculada con la fórmula (11-10) es el área de todas las ramas de refuerzo en una línea perimetral que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna. La distancia entre la cara de la columna y la primera rama de estribos que circundan la columna será menor o igual que  $0,5 d$ . La separación entre las ramas de estribos en la primera línea del acero de refuerzo por corte no excederá a  $2d$  medidos en dirección paralela a la cara de la columna; igual separación en la dirección perpendicular a la cara de la columna se mantendrá entre las sucesivas ramas del acero de refuerzo por corte.

El acero de refuerzo por corte en losa cumplirá los requisitos de anclajes del Artículo 12.4 y arriostarán el acero de refuerzo longitudinal a flexión en la dirección considerada.

#### 11.9.4 Parrilla de perfiles estructurales como refuerzo por corte

Podrán utilizarse como acero de refuerzos por corte en losas, las retículas o parrillas hechas de perfiles estructurales doble te o canal podrán usarse como refuerzo por corte en losas. Las disposiciones de esta Sección se donde el corte producido por las solicitaciones gravitacionales se transfiera a los apoyos de las columnas interiores. Para la transferencia de momentos a las columnas se aplicará la Sección 11.9.6

##### 11.9.4.1 Dimensiones de las parrillas

Para resistir corte, cada parrilla consistirá de perfiles de acero unidos con soldadura de penetración total formando cuatro brazos idénticos en ángulo recto. Los brazos de la parrilla serán continuos en la sección de la columna. Los extremos de cada brazo de la parrilla pueden cortarse en un ángulo no menor de 30° con respecto a la horizontal, siempre que el momento plástico resistente de la sección variable sea adecuado para resistir la fuerza de corte atribuida a ese brazo de la parrilla.

La altura de las parrillas no excederá de 70 veces al espesor del alma del perfil de acero. Las alas comprimidas de los perfiles de acero se ubicarán dentro del espesor  $0,3 d$  medido a partir de la superficie comprimida de la placa.

La razón  $\alpha_v$  entre la rigidez de cada brazo de la parrilla y la de la sección máxima fisurada de la losa o placa mixta que lo rodea de anchura  $(c_2 + d)$ , no será menor que  $\alpha_v = 0,15$  donde  $c_2$  es la dimensión de una columna, capitel, mensula rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz en la cual se determinan los momentos, cm.

##### 11.9.4.2 Sección crítica

La sección crítica por corte de la placa será perpendicular al plano de la misma y atravesará cada brazo de la parrilla a una distancia  $0,75 [L_v - 0,5 c_1]$  medida desde la cara de la columna hasta el extremo del brazo. La sección crítica se ubicará de modo que su perímetro  $b_o$  sea mínimo, pero sin que quede a menos de  $0,5d$  del perímetro de la sección de la columna definido por flexión unidireccional en el acápite 2(a) del Artículo 11.9.

En esta sección crítica la resistencia al corte será  $V_n < 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d$

y cuando se refuerce con parrillas  $V_n < 1,85 \sqrt{f'_c} b_o d$ .

##### 11.9.4.3 Momento resistente de una parrilla

Se supondrá que la parrilla contribuye a cada franja de columna de la placa con una resistencia a momento  $M_v$ :

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} (L_v - 0,5 c_1) \quad (11-35)$$

Se verificará que  $M_v$  no resulte menor que:

- El 30% del total del momento mayorado que se requiere para cada franja de columna de la placa.
- El incremento en el momento de la franja de columna en una longitud  $L_v$ .
- El momento plástico resistente  $M_p$  que se requiere para cada brazo de la parrilla.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta} [h_v + \alpha_v (L_v - 0,5 c_1)] \quad (11-36)$$

Cuando no se considere el desbalance de los momentos, la parrilla deberá anclarse adecuadamente de manera que pueda transmitirse  $M_p$  a la columna.

En las fórmulas (11-35) y (11-36)

$\alpha_v$  = Relación entre la rigidez del brazo de la parrilla a la sección de la losa o placa mixta que lo rodea. Véase la Subsección 11.9.4.1.

$\phi$  = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.

$\eta$  = Número de brazos.

$h_v$  = Altura de los perfiles que forman la parrilla.

$L_v$  = Longitud real del brazo de la parrilla.

$c_1$  = Dimensión de una columna, capitel o ménsula, rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz en la cual se determinan los momentos, en cm.

### 11.9.5 Aberturas en losas y placas

Cuando en las losas o placas hay aberturas ubicadas a una distancia menor de 10 veces su espesor, medida desde el borde del área cargada, o cuando las aberturas estén localizadas dentro de las franjas de columnas, tal como se definen en la Sección 13.2.1, la sección crítica de la placa para corte que se define en Artículo 11.9 y en la Subsección 11.9.4.2 se modificará como sigue:

a) Para placas sin parrilla para resistir corte

Se considerará inefectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que está comprendida entre las semirrectas que parten del baricentro del área cargada y son tangentes a los contornos de las aberturas.

b) Para placas con parrillas para resistir corte

La parte inefectiva del perímetro será la mitad de la definida en a).

### 11.9.6 Transferencias de momentos en las conexiones placa-columna

En el diseño del acero de refuerzo transversal de las columnas tomará en cuenta el corte resultante de la transferencia de momentos de las vigas debidos a las acciones de cargas gravitacionales, viento, sismo u otra fuerza lateral.

Cuando excepcionalmente se utilicen losas o placas sin vigas en las Zonas Sísmicas 1 y 2, con ND1, las cargas por gravedad, viento, sísmica u otras fuerzas laterales que causen la transmisión de momento no balanceado  $M_u$  entre la losa y una columna, la fracción  $\gamma_f M_u$  del momento no balanceado se transferirá por flexión y el resto del momento no balanceado,  $\gamma_v M_u$ , se considerará que se transfiere por excentricidad del corte alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9. Se supondrán que las tensiones de corte que resultan de esta transferencia de momento por excentricidad de la fuerza cortante varían linealmente alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (11-37a)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + 0,67 \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (11-37b)$$

La anchura  $b_1$  de la sección crítica por punzonamiento, definida en el Artículo 11.9, se medirá en la dirección del tramo en el cual actúa el momento que se está determinando. La anchura  $b_2$  se medirá perpendicularmente a  $b_1$ .

La máxima tensión debida la fuerza de corte y momento mayorados no excederá de los siguientes valores de  $\phi v_n$ :

a) Para miembros sin acero de refuerzo de corte

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-38)$$

donde  $V_c$  se define en la Sección 11.9.2.

b) Para miembros con acero de refuerzo por corte diferente a las parrillas

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (11-39)$$

donde  $V_c$  y  $V_s$  son definidos en las Secciones 11.9.1 a 11.9.3. En el diseño de acero de refuerzo por corte se tomará en cuenta la variación de las tensiones de corte alrededor de la columna.

**c) Parrillas como acero de refuerzo por corte**

La suma de las tensiones por corte producidas por la carga vertical actuando sobre la sección crítica definida en la Subsección 11.9.4.2 y las tensiones por corte resultantes de la transferencia de momentos por excentricidad de corte alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9 no excederá de  $1,06 \phi \sqrt{f'_c}$ .

### **11.10 CORTE EN NODOS VIGA – COLUMNA DE EDIFICACIONES CON NIVEL DE DISEÑO ND1**

Las juntas de los pórticos con Nivel de Diseño ND1, tendrán acero de refuerzo transversal no menor que el requerido por la fórmula (11-12) dentro de la columna en una altura no menor que la altura menor de los miembros horizontales que se conectan a la junta. Se exceptúan de este requisito las juntas restringidas por las cuatros caras por vigas o losas de altura aproximadamente igual.

Para las juntas de pórticos con Nivel de Diseño ND2 o ND3, se aplicarán los Artículos 18.9 y 18.5, respectivamente.

### **11.11 CORTE EN COLUMNAS CAUTIVAS**

Las columnas cautivas son aquellas que su altura no soportada de cálculo es disminuida al adosársele un miembro no estructural que pudiera ser entre otros un muro de mampostería o parapeto de concreto. El corte en estas columnas aumenta por dicha disminución y si el acero de refuerzo transversal no resiste este corte, se produce la falla por columna corta, muy frecuente en edificios solicitados por acciones sísmicas. Ver comentario y la Figura C-11.11.2.

## **CAPITULO 12 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA**

### **12.1 ALCANCE**

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño y detallado de las longitudes de transferencia de las tensiones de diseño en los miembros estructurales, que comprende la transferencia entre el acero de refuerzo (las longitudes de empalmes) y del acero al concreto (longitudes de anclajes del acero de refuerzo) El detallado y los empalmes del acero de refuerzo de los miembros con Nivel de Diseño ND2 o ND3, cumplirán adicionalmente con los requisitos del Capítulo 18, en particular las Secciones 18.2.3 (Empalmes) y 18.5.4 (Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal).

En este Capítulo se adopta como valor de la tensión resistente del concreto al corte  $v_c = 0,27 \sqrt{f'_c} \leq 7,0 \text{ kgf/cm}^2$

### **12.2 LONGITUD DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO**

En cualquier sección de los miembros de concreto reforzado, la tracción o compresión en el acero de refuerzo se transferirá a cada lado de dicha sección mediante prolongación del refuerzo o su anclaje mediante ganchuras o dispositivos mecánicos, o una combinación de ambos. Los ganchuras no se considerarán efectivos para transferir compresión.

#### **12.2.1 Acero de refuerzo en tracción**

La longitud de transferencia de la tensión de diseño,  $L_d$ , en términos del diámetro de la barra-con resaltos o del alambre con resaltos de las mallas electrosoldadas solicitadas a tracción, se calculará con la fórmula general (12-1) o mediante las fórmulas particulares de la Tabla 12.2.1a; en cualquier caso  $L_d \geq 30 \text{ cm}$ . Los factores de las fórmulas (12-1), (12-3) y (12-4) se suministran en la Tabla 12.2.1b.

La longitud de transferencia  $L_d$  para las barras con resaltos así como para los alambres con resaltos de las mallas electrosoldadas será:

$$L_d = \left[ 0,283 \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c_d + K_{tr}} \right] d_b \quad (12-1)$$

con las siguientes limitaciones:

$$\alpha \beta < 1,7$$

$$\frac{c_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

El índice del acero de refuerzo transversal,  $K_{tr}$ , se calculará con la fórmula (12-2), pero de manera simplificada se permitirá usar el valor de  $K_{tr} = 0$ , aún cuando esté presente el acero de refuerzo transversal.

$$K_{tr} = \frac{0,01A_{tr}F_{yt}}{s n} \quad (12-2)$$

En las fórmulas (12-1) y (12-2):

**A<sub>tr</sub>** = Área total del acero de refuerzo transversal contenido en una sección de concreto que está dentro de la separación **s** y que atraviesa el plano potencial de falla del acero de transferencia, en cm<sup>2</sup>.

**c<sub>d</sub>** = El menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo; véase la Tabla 12.2.1b

**n** = Número de barras o alambres que transfieren sus tensiones.

**α, β, γ, λ** = Factores de modificación de la longitud de transferencia, dados en la Tabla 12.2.1.b.

**TABLA 12.2.1a LONGITUDES DE TRANSFERENCIA DE TENSIONES**

REQUISITOS	BARRAS CON RESALTOS
<p>La separación libre entre barras que transfieren tensiones o se empalman debe cumplir con las dos condiciones siguientes:</p> <p><b>a)</b> Mayor que el diámetro de la barra, <b>d<sub>b</sub></b>; el recubrimiento mínimo de protección es mayor que el diámetro de la barra, <b>d<sub>b</sub></b>; y en la longitud de transferencia, <b>L<sub>d</sub></b>, los estribos o ligaduras colocados cumplen al menos con los requisitos mínimos especificado en esta Norma;</p> <p><b>b)</b> Mayor que <b>2d<sub>b</sub></b>; el recubrimiento mínimo de protección es mayor que el diámetro de la barra <b>d<sub>b</sub></b>.</p>	<p>Fórmula (12-3):</p> $L_d = \left( \frac{0,192 F_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>Cuando no se cumplan los requisitos precedentes</p>	<p>Fórmula (12-4):</p> $L_d = \left( \frac{0,288 F_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>En las fórmulas (12-3) y (12-4) se ignora el factor del tamaño de las barras, <math>\gamma</math>, y debe</p>	

cumplirse con la condición :  $\alpha \beta < 1,7$

**TABLA 12.2.1b FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA DE TENSIONES**

FACTOR DE MODIFICACIÓN	MULTIPLICADOR
<p><b>Factor de ubicación del refuerzo, <math>\alpha</math>.</b></p> <p>Barras horizontales colocadas de tal manera que por debajo de la longitud de transferencia o de empalme se asegure el vaciado de 30 cm o más de concreto fresco.</p> <p>Para los otros casos.</p>	<p><math>\alpha = 1,3</math></p> <p><math>\alpha = 1,0</math></p>
<p><b>Factor de recubrimiento del refuerzo, <math>\beta</math>.</b></p> <p>Barras recubiertos de material epóxico con recubrimiento de concreto no menor que <math>3d_b</math> o la separación libre menor que <math>6d_b</math></p> <p>Otras barras recubiertos de material epóxico.</p> <p>Barras no recubiertas</p>	<p><math>\beta = 1,5</math></p> <p><math>\beta = 2,0</math></p> <p><math>\beta = 1,0</math></p>
<p><b>Factor del tamaño de la barra con resalto, <math>\gamma</math></b></p> <p>Barras No. 6 ( 20M ) o menores.</p> <p>Barras No. 7 y mayores.</p>	<p><math>\gamma = 0,8</math></p> <p><math>\gamma = 1,0</math></p>
<p><b>Factor por el peso del concreto, <math>\lambda</math></b></p> <p>Concreto con agregado de peso normal</p> <p>Concreto con agregado liviano</p> <p>Cuando no se especifica <math>f_{ct}</math></p> <p>Cuando se especifica <math>f_{ct}</math>,</p>	<p><math>\lambda = 1,0</math></p> <p><math>\lambda = 1,3</math></p> <p><math>\lambda = 1,8 \sqrt{f'_c}</math></p> <p><math>f_{ct} \geq 1,0</math></p>
<p><b>Separación o recubrimiento, <math>c_d</math></b></p>	<p>El menor valor entre:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. La distancia del centro de la barra a la superficie más cercana del concreto, <math>c_d</math>;</li> <li>2. La mitad de la separación centro a centro de las barras que se anclan, <math>s</math>.</li> </ol>
<p><b>Acero de refuerzo en un miembro a flexión</b></p> <p>Este multiplicador no se aplicará a la longitud de transferencia, cuando para desarrollar la tensión cedente <math>F_y</math> se requiera longitud de transferencia o de anclaje, o cuando se trate del acero de refuerzo en estructuras con Nivel de Diseño ND2 o ND3 según el Capítulo 18.</p>	<p><math>\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} \leq 1.0</math></p>

### 12.2.1.1 Longitud de transferencia de tensión en grupo de barras

La longitud de transferencia de las barras individuales de un grupo, solicitadas a tracción o a compresión, será la de una barra individual incrementada en: 15% para grupos de dos barras, 20 % para grupos de 3 barras y 33 % para grupos de hasta 4 barras en el Nivel de Diseño ND1. Ver Subsección 7.2.3.2

Para determinar los factores de modificación apropiados, contemplados en el Artículo 12.2, la unidad de un grupo de barras será tratada como una simple barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

### 12.2.1.2 Mallas de alambres con resaltos electrosoldados

La longitud de transferencia  $L_d$  de las mallas de alambres con resaltos electrosoldados, medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, se calculará como el producto de la longitud de transferencia  $L_d$  multiplicada por el factor de modificación  $\lambda$  aplicable, según se establece en la Sección 12.2.1. Se permitirá reducir la longitud de transferencia cuando el acero colocado es mayor que el requerido, según se establece en la Tabla 12.2.1b pero  $L_d$  no será menor de 20 cm, excepto cuando se calculen los empalmes por solapes según la Subsección 12.3.1.3

Para mallas de alambres con resaltos electrosoldados, con un alambre transversal como mínimo dentro de la longitud de transferencia y a menos de 5 cm del punto de la sección crítica, el factor de modificación para la longitud de transferencia de las mallas de alambres electrosoldados,  $\lambda$ , será el mayor valor entre:  $(F_y - 2460) / F_y \leq 1.0$  y  $5d_b/s_w \leq 1.0$

Para mallas de alambres con resaltos electrosoldados, sin alambres transversales dentro de la longitud de transferencia o con un alambre a menos de 5 cm de la sección crítica, el factor de modificación de mallas electrosoldadas  $\lambda$  será tomado como 1,0, y la longitud de transferencia se determinará como si se tratase de un alambre con resalto. También se permitirá tomar el factor de recubrimiento  $\beta = 1,0$  para alambres con recubrimiento epóxico.

### 12.2.1.3 Mallas de alambres lisos electrosoldados

Cuando excepcionalmente se permita el uso de mallas de alambres lisos, la resistencia cedente para las mallas de alambres lisos electrosoldados se considerará transmitida mediante una franja que incluya dos alambres transversales, con el más cercano a no menos de 5 cm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de transferencia  $L_d$  medida desde la sección crítica al alambre transversal más alejado no será menor que:

$$L_d = \frac{A_w}{s_w} \left( \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda \quad (12-5)$$

con el valor de  $\lambda$  dado en la Tabla 12.2.1b

$L_d$  no será menor de 15 cm, excepto cuando el acero de refuerzo colocado es mayor que el requerido, tal como se define para los empalmes por solape en la Subsección 12.3.1.4

## 12.2.2 Acero de refuerzo en compresión

### 12.2.2.1 Barras con resaltos

La longitud de transferencia de tensiones para barras y alambres con resaltos en compresión,  $L_{dc}$ , se calculará con la fórmula (12-6) y el factor de modificación  $\lambda_c$  de la Tabla 12.2.2 aplicable, pero en ningún caso  $L_{dc}$  será menor que 20 cm.

$$L_{dc} = 0,075 d_b F_y / \sqrt{f'_c} \geq 0,004 d_b F_y \quad (12-6)$$

### 12.2.2.2 Longitud de transferencia de tensión en grupos de barras

La longitud de transferencia de las barras individuales solicitadas a compresión y que forman un grupo, cumplirá con lo especificado en la Subsección 12.2.1.1

### 12.2.2.3 Mallas de alambres lisos electrosoldados

Cuando excepcionalmente se permita el uso de mallas de alambres lisos, cumplirán con lo especificado en la Subsección 12.2.2.1

**TABLA 12.2.2. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA EN COMPRESIÓN,**  
 $L_{dc}$

REQUISITOS	FACTOR DE MODIFICACIÓN $\lambda_c$
El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis estructural, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de $F_y$ sea requerido específicamente o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} \leq 1,0$
Para aceros de refuerzos encerrados por zunchos y ligaduras no menor que 6 mm y con un paso menor que 10 cm o encerradas por estribos No. 4 (12M), conformes con la Sección 7.5.2, y separadas a una distancia, centro a centro, menor que 10 cm.	0,75

### 12.2.3 Acero de refuerzo en flexión

Las longitudes de transferencia de tensiones en acero de refuerzo en tracción pueden alcanzarse doblando el acero de refuerzo a través del alma a fin de anclarlo o hacerlo continuo con el acero de refuerzo del lado opuesto del miembro.

En los miembros solicitados a flexión, las secciones críticas para que el acero de refuerzo pueda desarrollar su capacidad resistente se localiza en los puntos de tensiones máximas y donde se interrumpen o doblan los aceros de refuerzo dentro del tramo, debiéndose cumplir las disposiciones en la Subsección 12.2.3.1

Los aceros de refuerzo se prolongarán más allá de la sección en la cual ya no se requieren para resistir flexión, excepto en los extremos de miembros simplemente apoyados y en el extremo libre de los volados, una distancia igual a la altura útil del miembro ó  $12 d_b$ , la que sea mayor,

Los aceros de refuerzo en tracción que se continúan más allá de la sección donde se doblan o interrumpen por no requerirse más para resistir flexión, tendrán una prolongación no menor que la longitud de transferencia  $L_d$ .

Los aceros de refuerzo por flexión no se interrumpirán en la zona sometida a tracción, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante en el punto de interrupción no excede  $2/3$  de la resistencia al corte de los aceros de refuerzo del miembro.
- A lo largo de cada barra o alambre que se interrumpe se coloquen estribos con un área superior a la que se requiere por corte y torsión, dentro de una distancia desde el extremo igual a  $3/4$  de la altura útil del miembro. El exceso del área de estribos  $A_v$ , no será menor que  $4.2b_w s / F_y$  y su separación  $s$  no excederá de  $d / (8\beta_b)$ , donde  $\beta_b$  es el resultado de dividir los aceros de refuerzo interrumpidos entre el área total de los aceros de refuerzo traccionados en esa sección.
- Para barras No. 11 (36M) y menores, cuando los aceros de refuerzo que continúan tengan un área igual al doble de los requeridas por flexión en el punto de interrupción y la fuerza cortante no exceda las  $3/4$  partes de la permitida.

En los miembros flexionados los aceros de refuerzo traccionados se anclarán adecuadamente, cuando las tensiones en los mismos no sean directamente proporcionales al momento, como ocurre en: las zapatas con superficies inclinadas, escalonadas o de sección variable; ménsulas, vigas pared, o miembros en los cuales los aceros de refuerzo traccionados no sean paralelos a la cara comprimida.

### **12.2.3.1** Aceros de refuerzo longitudinal para momentos positivos

a) Los aceros de refuerzo se prolongarán a lo largo de la cara del miembro hasta los apoyos. Para momentos positivos en miembros simplemente apoyados al menos una tercera parte de ellos para momentos positivos en miembros simplemente apoyados y una cuarta parte en miembros continuos. Tales aceros penetrarán dentro del apoyo al menos 15 cm.

b) Cuando un miembro flexionado sea parte del sistema resistente a cargas laterales, los aceros de refuerzo para resistir momentos positivos que deben prolongarse dentro del apoyo según el párrafo anterior se anclarán para desarrollar en la cara del apoyo la resistencia cedente especificada  $F_y$ . Cuando la viga termine en una columna, regirá la Sección 18.5.4

c) Los aceros de refuerzo traccionados por momentos positivos se prolongará más allá del extremo simplemente apoyado o del punto de inflexión hasta la siguiente distancia:

$$L_d \leq L_a + (M_n/V_u) \quad (12 - 7)$$

donde:

$L_a$  : En el apoyo, es la longitud embebida más allá del centro del apoyo; en el punto de inflexión debe limitarse a la altura útil del miembro o  $12 d_b$ , el que sea mayor.

$M_n$  : Es la resistencia teórica a flexión suponiendo que en la sección todos los aceros de refuerzo alcanzan la resistencia cedente especificada  $F_y$ ;

$V_u$  : Es la fuerza cortante mayorada en la sección;

El valor de  $M_n/V_u$  podrá incrementarse en un 30 por ciento cuando los aceros de refuerzo están en un apoyo comprimido. Cuando las barras en los apoyos simples se anclan mediante un ganchura estándar o un anclaje mecánico equivalente, no necesitan cumplir con la fórmula (12 -7).

### **12.2.3.2** Aceros de refuerzo longitudinal para momentos negativos

Los aceros de refuerzo destinados a resistir los momentos negativos en los extremos de los miembros, se anclarán en o a través de los miembros que les sirven de apoyo mediante prolongación, ganchuras o anclajes mecánicos. Cuando resistan momentos negativos dentro del tramo, se anclarán con una longitud igual a la altura útil del miembro ó  $12 d_b$ , la que sea mayor, como se especifica en la Sección 12.2.3.

Al menos un tercio del total de los aceros de refuerzo en tracción colocados para resistir momentos negativos en un apoyo se prolongarán más allá del punto de inflexión a una distancia no menor que la altura útil del miembro,  $12 d_b$ , o 1/16 de la luz libre, la que sea mayor.

## **12.3** EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Los empalmes se indicarán en los planos y especificaciones del proyecto estructural. Los miembros de los pórticos que forman parte del sistema resistente a sismos, se rigen por la Sección 18.2.3. Los muros estructurales cumplirán adicionalmente con el Capítulo 14 y las fundaciones con el Capítulo 15. Para las vigas pared regirá la Subsección 12.4.1.4

En la obra, los empalmes deben localizarse únicamente donde y como lo indiquen los planos y especificaciones del proyecto, y sólo se modificarán cuando lo autorice por escrito el Ingeniero Estructural responsable del proyecto.

Los empalmes se realizarán por solape, acción mecánica o soldadura, como se especifica a continuación:

a) Empalmes por solape

Los empalmes del acero de refuerzo deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente Artículo y la Sección 18.2.3.

No se empalmarán por solape barras mayores que No. 11 (36M) excepto cuando lo indique la Subsección 12.3.2.1 o se utilicen empalmes por acción mecánica.

En los miembros solicitados por flexión, las barras empalmadas por solapes que no estén en contacto, no deben separarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de solape requerida, ni más de 15 cm.

En los grupos de barras, los solapes se basarán en la longitud de los empalmes por solape requeridas para las barras individuales del grupo, incrementando la longitud de acuerdo con la Subsección 12.2.1.1. Los empalmes por solape de las barras individuales no deben coincidir en el mismo lugar.

**b) Empalmes por acción mecánica**

Los empalmes por acción mecánica serán clasificados como Tipo 1 y Tipo 2, y su empleo esta limitado de la forma siguiente:

i) Empalmes **Tipo 1**. Es todo el empalme por acción mecánica que desarrolle, tanto en tracción como en compresión, al menos el 125 por ciento de la tensión cedente real  $F_y^*$  de la barra, de conformidad con los requisitos de la Sección 3.6.1. En el empleo de los empalmes Tipo 1 se cumplirá con las restricciones impuestas en la Sección 18.2.3 en su acápite a.

a) Empalmes **Tipo 2**. Son empalmes por acción mecánica que desarrollen la resistencia a tracción especificada de la barra empalmada. Los empalmes mecánicos Tipo 2 pueden emplearse en cualquier sección.

**c) Empalmes por soldadura**

Con las excepciones indicadas en esta Norma, todas las soldaduras cumplirán con la Norma ANSI / AWS D1.4

No se permite soldar al acero de refuerzo longitudinal requerido por diseño, estribos, ligaduras, insertos u otros elementos similares.

Los empalmes por soldadura realizados a temperatura ambiente en los aceros de refuerzo de calidad W especificados en la Norma COVENIN 316, y que deban resistir las acciones sísmicas además deberán cumplir con los requisitos de este Capítulo, no podrán quedar ubicados a una distancia menor o igual que dos veces la altura del miembro medida de la cara de la viga o columna ni estar ubicadas en secciones donde es probable que la cedencia del acero de refuerzo ocurra como resultado de deformaciones inelásticas.

**12.3.1 Empalmes solicitados por tracción**

**12.3.1.1** Barras y alambres con resaltos de las mallas electrosoldadas

La longitud mínima de empalme por solape en tracción será conforme a los requisitos de empalmes Clases A o B, definidos en la Tabla 12.3.1.

Empalme **Clase A**,  $1,0 L_d > 30 \text{ cm.}$

Empalme **Clase B**,  $1,3 L_d > 30 \text{ cm.}$

$L_d$  es la longitud de transferencia a tracción requerida para desarrollar la resistencia cedente especificada  $F_y$ , según el Artículo 12.2 y sin aplicar el factor de modificación por exceso de acero, como se especifica en la Tabla 12.2.1b.

La longitud de empalme por solape de barras y alambres con resaltos solicitado por tracción se hará de acuerdo con la Tabla 12.3.1.

**TABLA 12.3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS EMPALMES POR SOLAPE EN BARRAS Y ALAMBRES CON RESALTOS SOLICITADOS A TRACCIÓN**

<b>Empalme Clase A</b>	<b>Empalme Clase B</b>
------------------------	------------------------

En la ubicación del solape	
$A_s$ colocado $\geq 2 A_s$ requerido	Todas las demás condiciones
$A_s$ empalmado $\leq 50 \%$	

Cuando el área del acero de refuerzo en el empalme mecánico o soldado sea menor que dos veces la requerida por el análisis estructural, desarrollarán en tracción o compresión al menos 1,25 veces la tensión cedente especificada,  $F_y$ , de la barra. Los empalmes mecánicos o soldados que no satisfagan este requisito, se permitirán sólo para el Nivel de Diseño ND1 con barras No. 5 (16M) menores en cuando cumplen con los siguientes requisitos:

- a) Los empalmes están escalonados y separados entre sí, al menos 60 cm.
- b) Al calcular las fuerzas en tracción que pueden desarrollarse en cada sección, la tensión del refuerzo empalmado es igual a la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que  $F_y$ . Las tensiones en los refuerzos no empalmados serán  $F_y$  veces la relación: menor longitud embebida existente, dividida entre el valor  $L_d$  necesario para desarrollar la tensión cedente  $F_y$ .
- c) La fuerza total a tracción que puede ser desarrollada en cada sección es: i) al menos dos veces la requerida por análisis; y ii) al menos 1400 kgf/cm<sup>2</sup> multiplicado por el área total del refuerzo proporcionado.

#### 12.3.1.2 Miembros de amarre o tirantes en tracción

Los empalmes por solapes en los miembros de amarre en tracción o tirantes serán hechos por medio de conexiones mecánicas o soldadas capaces de desarrollar al menos 1,25 $F_y$  de la barra. Los empalmes en las barras adyacentes estarán desplazados al menos 75 cm.

#### 12.3.1.3 Mallas de alambres con resaltos electrosoldados

La longitud mínima de solape para empalmes por solapes de mallas de alambres con resaltos electrosoldados, medida entre los extremos de cada hoja de malla, será mayor que 1,3  $L_d$  pero no menor que 20 cm y el solape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla será mayor que 5 cm. De acuerdo con la Subsección 12.2.1.2, la longitud de transferencia para la resistencia cedente especificada  $F_y$  es  $L_d$ .

Se consideran los siguientes casos especiales:

- a) Empalmes por solapes de mallas de alambres con resaltos electrosoldados, sin alambre transversal dentro de la longitud de empalme se determinarán de manera similar a los alambres con resaltos.
- b) Cuando cualquier alambre liso esté presente en la malla de alambres electrosoldados en la dirección del empalme por solape o cuando el alambre con resalto deba empalmarse con una alambre liso. El empalme por solape se hará de acuerdo con la Subsección 12.3.1.4.

#### 12.3.1.4 Mallas de alambres lisos electrosoldados

La longitud mínima del solape para empalmes por solape de mallas de alambres lisos electrosoldados depende de la cuantía de acero en la zona de solape, según los siguientes casos:

- a) El área del acero de refuerzo colocado es menor a dos veces al requerido por análisis en la zona de empalme.
- b) El área del acero de refuerzo colocado es al menos el doble del requerido por análisis en la zona de empalme.

La longitud del solape medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, será mayor que una separación de estos alambres más 5 cm, pero no menor que 1,5  $L_d$  ni 5cm, siendo  $L_d$  la longitud de desarrollo para la resistencia cedente especificada  $F_y$ , como se ha definido en la Subsección 12.3.1.4

#### 12.3.2 Empalme por solape de barras con resaltos solicitadas a compresión

### 12.3.2.1 Barras y alambres con resaltos de las mallas electrosoldadas

La longitud de empalme por solape de las barras comprimidas no será menor que:

- a) Para acero de refuerzo con  $F_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ :  $0,007 F_y d_b$   
Para acero de refuerzo con  $F_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$ :  $(0,013 F_y - 24) d_b$
- b) 30 cm.

Cuando excepcionalmente se justifique el uso de concretos con  $f'_c < 210 \text{ kgf/cm}^2$ , la longitud de empalme se incrementará en un tercio.

Cuando en una sección empalman barras comprimidas de diferentes diámetros por solape, la longitud de empalme será la longitud de transferencia de la barra de mayor diámetro, o la longitud de empalme de la barra de menor diámetro. Las barras No. 14 (45M) y No. 18 (55M) se podrán empalmar por solape con barras No. 11 (36M) hasta barras No. 8 (25M).

### 12.3.2.2 Empalmes mecánicos o soldados

Los empalmes mecánicos y soldados en compresión desarrollarán al menos 1,25 veces la tensión cedente especificada,  $F_y$ , de la barra.

### 12.3.2.3 Empalmes en apoyos de extremos

En las barras que únicamente se requieren por compresión, ésta se podrá transmitir por apoyo directo en los cortes en ángulo recto, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con sus ejes dentro de una tolerancia de  $\pm ,5^\circ$ , y se dispondrán dentro de una tolerancia de  $\pm 3^\circ$  respecto al plano del contacto después de ensamblarse. Solamente se permitirán empalmes en los apoyos extremos de los miembros con reforzados transversalmente con zunchos, ligaduras o estribos.

### 12.3.2.4 Requisitos especiales para empalmes de columnas

A menos que los requisitos del Capítulo 18 sean más exigentes, en las columnas se podrán utilizar como empalmes, los siguientes: empalmes por solapes; empalmes mecánicos o empalmes soldados; empalmes en los apoyos de extremos.

Los empalmes por solape en columnas especificados en la Tabla 12.3.2.4 deberán diseñarse para resistir todas las combinaciones de cargas empleadas en el proyecto de la columna.

**TABLA 12.3.2.4 EMPALMES POR SOLAPE EN COLUMNAS**

Localización de la sección de la columna en el diagrama N-M	Requisitos para los empalmes en cualquier sección de la columna
Todas las barras de la sección están comprimidas	Se usarán los empalmes en compresión de la Subsección 12.3.2.1 modificados por el siguiente factor de minoración de la longitud de empalme: a) En columnas comprimidas reforzadas transversalmente con ligaduras, donde éstas tengan un área efectiva mayor que $0,0015 h s$ en toda la longitud del empalme por solape, la longitud del empalme se podrá multiplicar por 0,85 pero no será menor de 30 cm. La rama de la ligadura perpendicular a la dimensión h se usará en la determinación del área efectiva. b) En columnas zunchadas comprimidas, la longitud del empalme por solape de las barras dentro del refuerzo helicoidal podrá multiplicarse por 0,75, pero la longitud de empalme no será menor de 30 cm.

$F_s \leq 0,5 F_y$	<p>1. Cuando más de la mitad del total de las barras longitudinales de la columna están empalmadas en la misma localización de la sección: Empalmes por solapes serán: <b>Clase B</b> <sup>(1)</sup></p> <p>2. Menos de la mitad del total de las barras longitudinales no están empalmadas y, además los empalmes por solapes para barras alternadas estén escalonados a una longitud mayor o igual a la longitud de transferencia <math>L_d</math>. Empalmes por solapes serán <b>Clase A</b> <sup>(1)</sup></p>
$F_s > 0,5 F_y$	Empalmes por solapes serán <b>Clase B</b> <sup>(1)</sup>
(1) Véase la Subsección 12.3.1.1.	

Los empalmes mecánicos o soldados en columnas serán capaces de desarrollar 1,25 veces la tensión cedente especificada,  $F_y$ , de la barra.

Las barras empalmadas en los apoyos extremos de las columnas, que cumplan con la Subsección 12.3.2.3, podrán usarse como barras en las columnas comprimidas siempre que los empalmes estén escalonados o se coloquen barras adicionales en las zonas de empalmes. Las barras continuas en cada cara de la columna, tendrán una resistencia a la tracción basada en la resistencia cedente especificada  $F_y$ , mayor que **0,25**  $F_y$  veces el área del acero de refuerzo vertical en esa cara.

## 12.4 ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO

### 12.4.1 Anclaje del acero de refuerzo longitudinal

#### 12.4.1.1 Longitud de anclaje para barras traccionadas

La longitud de anclaje mediante ganchura estándar  $L_{dh}$  para barras con resaltos en tracción, se calculará con la Fórmula (12-8), usando los factores de modificación aplicables. En ningún caso  $\lambda_{dh} L_{dh}$  será menor que  $8 d_b$ , ni inferior a 15 cm. El ganchura estándar se define y especifica en la Sección 7.2.2.

$$L_{dh} = \left( \frac{0,075 F_y \beta \lambda_{dh}}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (12-8)$$

El factor  $\beta$  se especifica en el Artículo 12.2, excepto que se usará  $\beta = 1,2$  para las barras con recubrimientos epóxicos. El factor de modificación  $\lambda_{dh}$  se especifica en la Tabla 12.4.

**TABLA 12.4 FACTOR DE MODIFICACIÓN  $\lambda_{dh}$  PARA LA LONGITUD DE ANCLAJE  $L_{dh}$**

BARRAS CON GANCHURAS ESTÁNDAR	FACTOR DE MODIFICACIÓN $\lambda_{dh}$
1. Barra No. 11 (36M) y menores con ganchuras Recubrimiento lateral del ganchura no menor de 6.0 cm, y recubrimiento de la extensión del ganchura de 90° recubrimiento no menor de 5 cm.	<b>0,70</b>
2. Barras No. 11 (36M) y menores con ganchuras de 90° i) En la longitud de anclaje, $L_{dh}$ , se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal. La separación entre la cara externa del ganchura y el centro de la ligadura o estribo adyacente no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal. ii) En la extensión del ganchura, incluyendo el dobléz, se colocan ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra. La separación entre la cara externa de la barra y el centro de la ligadura o estribo no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal.	<b>0,80</b>

<p>3. Barras No.11 (36M) y menores con ganchuras de 180° En la longitud de anclaje, <math>L_{dn}</math>, se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal.</p>	
<p>4. El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de <math>F_y</math> sea específicamente requerido o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.</p>	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$

#### 12.4.1.2 Anclajes mecánicos

Como anclaje podrá utilizarse cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar las resistencias de los aceros de refuerzo sin dañar el concreto. El ingeniero estructural deberá incluir en la memoria descriptiva del proyecto, los criterios en que basó su escogencia del dispositivo recomendado. El fabricante del dispositivo está obligado a entregar al ingeniero estructural la información necesaria y suficiente para el proyecto y las indicaciones y contraindicaciones para el uso y la aplicación del dispositivo resultados de los ensayos que demuestren la idoneidad de dichos dispositivos mecánicos.

La longitud de transferencia del acero de refuerzo puede estar constituida por la combinación de un anclaje mecánico más la longitud adicional comprendida entre la sección crítica y el anclaje.

#### 12.4.1.3 Longitud de anclaje en el extremo discontinuo del miembro

En las barras ancladas mediante ganchuras en los extremos discontinuos de los miembros, y cuyos recubrimientos, tanto lateral como superior e inferior, sean menores que 6.0 cm, los ganchuras de estas barras se confinarán mediante estribos cerrados o ligaduras con separación menor de  $3d_b$ , a lo largo de la longitud de anclaje. El primer estribo encerrará la porción doblada del ganchura, dentro de  $2d_b$  del extremo de la curva, donde  $d_b$  es el diámetro de la barra con ganchura. En este caso no se aplicarán los factores de modificación de la Tabla 12.4 para el acápite 2

En las barras comprimidas los ganchuras no se considerarán efectivos para la longitud de transferencia del acero de refuerzo. Para satisfacer el detallado de los Niveles de Diseño ND3 y ND2, se utilizarán ganchuras en barras solicitadas tanto en tracción como en compresión. Véase el Capítulo 18.

#### 12.4.1.4 Vigas- pared

Los aceros de refuerzo a tracción por momentos positivos en las vigas pared simplemente apoyadas se anclarán de forma tal que en la cara de los apoyos desarrollen su resistencia cedente especificada  $F_y$  en tracción, excepto si el diseño se realiza con el Apéndice A. En este caso, los aceros de refuerzo se anclarán de acuerdo con el Artículo A.4.2.

En los apoyos interiores, los aceros de refuerzo por tracción de momentos positivos serán continuos o se solaparán con los aceros de las luces adyacentes. Los aceros de refuerzo por momentos negativos serán continuos con los aceros de refuerzo de las luces adyacentes.

#### 12.4.2 Anclaje del acero de refuerzo transversal

Los aceros de refuerzo transversales de las vigas se colocarán tan cerca de las superficies comprimidas o traccionadas del miembro como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros aceros de refuerzo.

Las barras longitudinales dobladas que actúan como acero de refuerzo por corte, se anclarán tal como se especifica para la longitud de transferencia en el Artículo 12.2 para aquella parte del acero de refuerzo que se requiere desarrolle  $F_y$  según la Fórmula (11-13), siempre que se extiendan: a) dentro de una zona en tracción, el anclaje será continuo con el acero de refuerzo longitudinal y, b) dentro de una zona en compresión, serán ancladas más allá de la mitad de la altura del miembro.

## PARTE 5 MIEMBROS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

### CAPÍTULO 13 PLACAS

#### 13.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de placas macizas y losas con reticulado celular que cumplan con los requisitos del Artículo 8.10 con o sin material de relleno entre los nervios, y placas de fundación

Según el Artículo 6.3 de la Norma COVENIN 1756, en las Zonas Sísmicas 3 a 7, ambas inclusive, no se permiten placas y losas sin vigas, o que todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas o placas. Véase la Sección 18.3.2. Excepcionalmente en las Zonas Sísmicas 1 y 2, se podrán emplear sistemas de piso sin vigas, siempre que la edificación no clasifique como Tipo A en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN 1756. Véase Sección 13.4.5.

Adicionalmente, las placas que formen parte del sistema resistente a sismos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con los requisitos del Artículo 18.1 y la Sección 18.6.2.

#### 13.2 CRITERIOS GENERALES

##### 13.2.1 Franja de columna

Para las losas nervadas, incluyendo el reticulado celular, la franja de columna comprende los nervios que llegan al capitel, uno de los cuales, al menos, debe pasar por la columna. La suma de las anchuras de los nervios que llegan al capitel debe ser al menos igual a la suma de los anchuras de los nervios, incluidos en la franja, que no llegan al capitel o a la columna.

##### 13.2.2 Franja central

Para losas nervadas, incluyendo el reticulado celular, esta franja comprende las viguetas que no llegan al capitel.

##### 13.2.3 Anchura de placa colaborante

Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas según el Capítulo 16, una viga incluye a cada lado aquella parte de la losa que se extiende una distancia igual a la dimensión de la viga que sobresalga por encima o por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

##### 13.2.4 Áreas de soporte efectivas

Cuando se trate de placas soportadas por muros o columnas, las dimensiones  $c_1$  y  $c_2$ , y la luz libre  $L_n$  se basarán en el área de soporte efectiva. Cuando estén soportadas por columnas con capiteles, en el cálculo solo se considerará soporte efectivo aquella parte del capitel que sea interna al máximo cono o pirámide cuyas generatrices o caras forman un ángulo de  $45^\circ$  con el eje de la columna, y que pueda ser inscrito en dicho capitel.

##### 13.2.5 Momento no balanceado

Es el momento transferido directamente de la losa o placa a la unión de la misma a la columna. Véase el Capítulo 11.

##### 13.2.6 Espesores mínimos de placas

Los espesores mínimos de las placas deberán cumplir con la Sección 9.6.3.

##### 13.2.7 Distribución de las cargas variables

Cuando la carga variable no es mayor que el 75% de la carga permanente, o si su característica es tal que todos los paneles están cargados simultáneamente, los momentos máximos mayorados se pondrán calcular con la hipótesis de que la carga variable mayorada total actúa sobre todos los paneles.

Cuando las cargas variables no cumplen con las condiciones anteriores, el momento máximo positivo mayorado se calculará con el 75% de las cargas variables mayoradas en el panel considerado y en paneles alternos, y se calculará el momento máximo negativo mayorado con el 75% de las cargas variables mayoradas en los dos paneles adyacentes al apoyo y el resto de los paneles descargados.

En ningún caso los momentos máximos mayorados, positivos o negativos, serán menores que los calculados con la hipótesis de carga variable mayorada total en todos los paneles.

### **13.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

#### **13.3.1 Métodos de análisis**

Las placas pueden analizarse mediante cualquier método de cálculo que satisfaga las condiciones de equilibrio estático y de compatibilidad geométrica, con tal que la resistencia de diseño en cualquier sección sea por lo menos igual a las solicitaciones definidas en los Artículos 9.2, 9.3, o el Apéndice B siempre que se cumplan todas las disposiciones sobre el comportamiento en condiciones de servicio del Artículo 9.6.

Las placas, vigas y/o nervios, si los hay, se diseñarán con los momentos mayorados calculados en cada sección.

#### **13.3.2 Apoyos**

Cuando el eje de apoyos considerado es adyacente y paralelo al borde de la placa,  $L_2$  se tomará como la distancia entre el borde de la placa y la línea media del panel, y el momento mayorado total se calculará para la franja de esa misma anchura.

#### **13.3.3 Secciones críticas**

A efectos de la ubicación de la sección crítica para momento negativo, las columnas de sección circular o poligonal regular serán tratadas como cuadradas, con la misma área  $A_T$ .

En los apoyos interiores, la sección crítica para los momentos mayorados estará ubicada en la cara del apoyo. Cuando se trate de una columna no estará a una distancia mayor que  $0,175 L_1$  de centro de ésta.

#### **13.3.4 Transferencia de cargas a columnas o muros**

La transferencia de cargas de la placa a las columnas o muros, por corte y/o torsión, se regirá por la Sección 11.9.6.

### **13.4 ACERO DE REFUERZO**

#### **13.4.1 Disposiciones generales**

En cada dirección de las placas o losas reticulares, el área del acero de refuerzo por flexión se calculará considerando los momentos mayorados en las secciones críticas, pero no será menor que lo dispuesto en los Artículos 7.7 (retracción y variación temperatura) y 10.3. (miembros sometidos a flexión).

La distancia centro a centro entre barras de refuerzo en las secciones críticas, no será mayor que dos veces el espesor de la placa, excepto en las nervadas o reticulares.

#### **13.4.2 Aceros de refuerzo perpendiculares a los bordes discontinuos**

Los aceros de refuerzo para los momentos positivos perpendiculares a un borde discontinuo se prolongarán hasta el extremo de la placa y se anclarán mediante ganchuras o prolongaciones rectas de 15 cm como mínimo, dentro de una viga de borde, columna o muro.

Los aceros de refuerzo para momentos negativos perpendiculares en una viga de borde, muro ó columna a un borde discontinuo deberán anclarse por medio de doblado, terminación en ganchura o por alguna otra forma, según las disposiciones de la Sección 12.4.1, y de tal manera que los aceros de refuerzo pueda alcanzar su resistencia cedente en la cara del apoyo.

Cuando el borde discontinuo de una placa no esté soportado por vigas de borde ni muros, o cuando la placa tenga un voladizo más allá del eje del apoyo, el acero de refuerzo podrá anclarse en la placa.

### 13.4.3 Acero de refuerzo en las esquinas exteriores de placas con vigas

En placas con vigas que tengan un valor de  $\alpha > 1.0$ , se colocará acero de refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte superior como en la parte inferior, con arreglo a las disposiciones siguientes:

- a) Cuando las placas se calculen mediante un método de análisis elástico, el área del acero de refuerzo mínimo por unidad de anchura de placa, tanto superior como inferior, será el necesario para resistir un momento igual al máximo momento positivo mayorado por unidad de anchura.
- b) Cuando las placas se calculen mediante métodos de análisis basados en las líneas de rotura, el área del acero de refuerzo mínimo por unidad de anchura de placa en la capa inferior de las esquinas exteriores será igual a la mayor área del acero de refuerzo inferior, calculada para el panel, y el acero de refuerzo superior será el necesario para controlar la fisuración en la superficie superior de la placa.
- c) El momento se calculará con respecto a los dos ejes siguientes: (i) uno perpendicular a la diagonal desde la esquina, en la parte superior de la placa, y; (ii) otro respecto a un eje paralelo a la diagonal desde la esquina, en la parte inferior de la placa.
- d) Los aceros de refuerzo de esquina consistirán de barras colocadas en las capas superior e inferior de la placa, en cada dirección, y se colocarán dentro de un cuadrado de lado igual a  $1/5$  de la luz larga.
- e) Los aceros de refuerzo de las esquinas se dispondrán en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la placa y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la placa. Alternativamente, se colocará en dos capas paralelas a los lados de la placa tanto en la parte superior como en la inferior.

### 13.4.4 Detallado del acero de refuerzo en placas sin vigas

Cuando excepcionalmente en las Zonas Sísmicas 1 y 2 se proyecten placas sin vigas, se cumplirá con los siguientes requisitos y los de la Sección 13.5.1:

- a) Los momentos mayorados en los apoyos de las placas debidos a la acción sísmica serán calculados de acuerdo con las combinaciones de solicitaciones del Capítulo 9. Todo el acero de refuerzo requerido para resistir  $M_s$ , y la porción del momento balanceado de la losa por el momento del apoyo, deberá colocarse dentro de la franja de columna definida en la Sección 13.2.1.
- b) La fracción de  $\gamma M_s$ , definida por la fórmula (11-37b) de la Sección 11.9.6, será resistida por el acero de refuerzo colocado dentro del anchura efectiva que esté comprendido entre líneas localizadas a  $1\frac{1}{2}$  veces el espesor de la losa o del ábaco ( $1.5 h$ ), fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel.  
El anchura efectiva de la losa para conexiones exteriores o de esquinas no se extenderá más allá de la cara de la columna a una distancia no mayor de  $C_t$  medida perpendicular a la luz del panel. No menos de la mitad del acero de refuerzo en los apoyos de la franja de columna se colocará en la anchura efectiva. No menos de un cuarto del acero de refuerzo superior en los apoyos de la franja de columna se continuará a lo largo de la luz.
- c) El acero de refuerzo inferior continuo en la franja de columna no será menor de un tercio del acero de refuerzo superior de los apoyos de la misma franja.
- d) No menos del acero de refuerzo inferior de la franja central y todo el refuerzo de la franja de columna en la mitad de la luz serán continuos y, de acuerdo con la Sección 13.4.3, deberán desarrollar su resistencia a la cedencia en la cara de los apoyos.
- e) En los extremos discontinuos de la losa todos los aceros de refuerzo, superiores e inferiores, transferirán sus tensiones a las caras de los apoyos de acuerdo con la Sección 13.4.3.
- f) En las secciones críticas de las columnas como se definen en el Artículo 11.9, el corte en las dos direcciones inducidos por las cargas gravitacionales mayoradas no excederá de  $0.4 \phi V_c$ , donde  $V_c$  se calculará de acuerdo a la Sección 11.9.2.

g) Se podrá ignorar este requisito cuando la contribución de las tensiones por corte en las dos direcciones, inducidas por sismo y transferidas por excentricidad de la fuerza cortante de acuerdo con la Sección 11.9.6 en el punto máximo de tensiones, no excede a la mitad de la tensión  $\phi V_n$

### **13.5 ABERTURAS EN PLACAS**

Se podrán dejar aberturas en las placas de acuerdo con el presente Artículo, cuando: (i) sus dimensiones y ubicación no produzcan irregularidades en su rigidez, de acuerdo con el acápite 6.5.2.b.4 de la Norma COVENIN 1756, y; (ii) se demuestra mediante un análisis apropiado que la resistencia de diseño es por lo menos igual a las solicitaciones requeridas según los Artículos 9.2 y 9.3, incluido lo dispuesto sobre flechas máximas. Las secciones críticas por corte serán las definidas en la Sección 11.9.5.

#### **13.5.1 Aberturas en placas sin vigas**

Cuando se satisfagan los requisitos de la Sección 13.4.4 y no se efectúe el análisis especial requerido en el Artículo 13.5, las aberturas en las placas sin vigas están sujetas a las siguientes limitaciones:

- a) En la intersección de dos franjas centrales pueden ubicarse aberturas de cualquier tamaño, con tal que se mantenga la cantidad total del acero de refuerzo requerido para el panel sin aberturas.
- b) En el área de intersección de dos franjas de columna, puede ubicarse una abertura no mayor que  $\frac{1}{8}$  del anchura de la franja respectiva. En tal caso, se agregará a los lados de la abertura la misma cantidad de acero de refuerzo que el interrumpido.
- c) En el área de intersección de una franja de columna con una franja central, puede ubicarse una abertura no mayor que  $\frac{1}{4}$  de la anchura de la franja respectiva. En tal caso, a los lados de la abertura se agregará la misma cantidad del acero de refuerzo interrumpido.

## **CAPÍTULO 14 MUROS ESTRUCTURALES**

### **14.1 ALCANCE**

El diseño y detallado de los muros estructurales de concreto reforzado con Niveles de Diseño ND1 o ND3 solicitados en su plano se regirán por el presente Capítulo. Para las solicitaciones perpendiculares al plano del muro, el diseño para fuerzas cortantes se hará con las disposiciones para losas y placas del Artículo 11.9.

Este Capítulo también se aplicará al diseño y detallado de los miembros de borde y dinteles o vigas de acoplamiento de los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3.

Los muros mixtos acero – concreto se contemplan en la Norma COVENIN 1618.

### **14.2 REQUISITOS GENERALES**

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 o ND3, cumplirán con estos requisitos generales. Para el caso del Nivel de Diseño ND2, véase el Comentario.

#### **14.2.1 Dimensiones**

El espesor mínimo de un muro estructural no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones:

- a) 10 cm;
- b) El menor entre los valores que resulten de  $L_n/25$  y  $L_w/25$ .

Donde  $L_n$  es la altura libre del muro o segmento, y  $L_w$  es la longitud del muro o del segmento considerado, medido en la dirección de la fuerza cortante.

A menos que el análisis estructural demuestre lo contrario, en el dimensionamiento de los muros se considerará que la longitud horizontal efectiva del muro para cada carga concentrada, no excederá la distancia centro a centro entre las cargas, ni el anchura del apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

El espesor de los muros exteriores en sótanos no será menor de 20 cm. El espesor de muros divisorios no será menor de 10 cm, ni menor de  $1/30$  de la distancia mínima entre los miembros que les proporcionan apoyo lateral.

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 se podrán dimensionar para no requerir miembros de borde ni vigas de acoplamiento o dinteles. En los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 que requieran miembros de borde, éstos podrán tener un espesor mayor que el espesor del alma del muro.

#### **14.2.2 Arriostramiento lateral de los muros**

Los muros deberán anclarse a miembros o sistemas que los arriostren lateralmente, tales como: pisos, techos, columnas, contrafuertes, otros muros que los traben y el sistema de fundación.

En cada piso o techo soportado por muros, las vigas en el tope de los muros se diseñarán como miembros colectores. La anchura de estas vigas no será menor a la del muro y el acero de refuerzo del muro pasará a través de ellas.

#### **14.2.3 Acoplamiento de muros**

Los muros se considerarán acoplados cuando en una línea resistente de dos o más muros son conectados por dinteles o vigas de acoplamiento capaces de reducir al menos en un 30% la suma de los momentos flectores en la base de los muros, si trabajasen en forma individual. Las losas o placas no se considerarán miembros de acoplamiento de muros estructurales.

Los dinteles o vigas de acoplamiento de los muros con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con lo dispuesto en el Artículo 14.4 El acoplamiento de muros estructurales por medio de losas o placas no se considerará eficiente.

#### **14.2.4 Fundación de los muros**

Los muros estructurales serán continuos de fundación a techo, y se empotrarán y anclarán sobre fundaciones suficientemente rígidas. La transferencia de solicitaciones al sistema de fundación en la base del muro se hará de acuerdo con la Sección 15.4.6.

Con las restricciones impuestas en los Capítulos 6 y 12 de la Norma COVENIN 1756, las columnas o segmentos de muros que soporten muros discontinuos se reforzarán como se especifica en la Subsección 18.4.5.4.

#### **14.2.5 Muros estructurales como sistema de fundación**

Los muros estructurales diseñados como integrantes del sistema de fundaciones, cumplirán con los requisitos de los Artículos 10.2 a 10.5 en lo que respecta a los acero de refuerzo por flexión, superior e inferior. El diseño por corte cumplirá con el Capítulo 11. Las porciones de estos muros expuestos por encima del nivel del terreno, cumplirán con los requisitos del Capítulo 12 y el Artículo 14.3.2.

#### **14.2.6 Aberturas en los muros estructurales**

Las dimensiones y disposición de las aberturas en los muros estructurales no deben constituir un plano de falla a través de las aberturas adyacentes, ni reducir la rigidez y la capacidad resistente del muro a corte o flexión, ni propiciar discontinuidades en el muro ni alguna de las irregularidades tipificadas por la Norma COVENIN 1756 Véase la Sección 14.5.1 y la Figura C-14.2.6.

En los muros estructurales con aberturas irregulares se podrá usar el Apéndice A para evaluar las trayectorias de las fuerzas internas. El diseño deberá asegurar que el acero de refuerzo por flexión del muro entrará en cedencia antes que el acero de refuerzo horizontal del muro.

Se dispondrán por lo menos dos barras No. 5 (16M) alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Estas barras deben extender más allá de las esquinas de las aberturas una longitud igual a la de desarrollo, pero no menos de 60 cm.

#### **14.2.7 Muros divisorios**

Los muros divisorios sólo se permitirán en las zonas sísmicas de bajo riesgo, Zonas 1 y 2 según la Norma COVENIN 1756. Estos no forman parte del sistema resistente a cargas verticales pero que pueden estar solicitados por momentos y fuerzas cortantes. El espesor de los muros divisorios cumplirá con la Sección 14.2.1.

### 14.3 CRITERIOS DE DISEÑO

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 o ND3 cumplirán con los requisitos del presente Artículo.

#### 14.3.1 **Diseño por corte**

El diseño de la sección horizontal para resistir corte en el plano del muro estructural se hará con las fórmulas (11-1) y (11-2). Las resistencias al corte asignadas al concreto,  $V_c$ , y al acero de refuerzo,  $V_s$ , se especifican para cada Nivel de Diseño.

Según los Artículos 9.4 y B.3, incluyendo la aplicación del Apéndice A, el factor de minoración de la resistencia teórica al corte será:

**a)** Cuando se usen las solicitaciones del Capítulo 9

Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1,  $\phi = 0,75$ .

Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3,  $\phi = 0,60$ .

**b)** Cuando se usen las solicitaciones del Apéndice B

Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1,  $\phi = 0,85$ .

Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3,  $\phi = 0,60$ .

#### 14.3.1.1 Deslizamiento por corte

Las juntas de construcción y las zonas de formación de rótulas plásticas por flexión constituyen planos potenciales o vulnerables al deslizamiento por corte, deberán cumplir con los requisitos del Artículo 11.6. Las juntas de construcción en los muros estructurales deberán cumplir con el Artículo 6.5 y la superficie de contacto debe hacerse rugosa como se especifica en la Sección 11.6.2.

#### 14.3.2 Acero de refuerzo

Los muros estructurales deben tener acero de refuerzo para resistir el corte en las dos direcciones ortogonales en el plano del muro. El acero de refuerzo dispuesto para la resistencia al corte deberá ser continuo y distribuirse a través del plano de corte.

Cuando  $V_u > 0,53 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ , el acero de refuerzo en cada dirección se colocará en por lo menos dos mallas paralelas a las caras del muro estructural.

Cuando en el alma del muro se dispongan dos mallas de refuerzo, en las zonas no confinadas se fijarán las mallas una a la otra mediante ligaduras de una rama, según la Sección 7.2.2, acápite 5), de manera alternada, tanto horizontal como verticalmente.

Cualquiera que sea el Nivel Diseño, todo refuerzo continuo en el muro estructural, en tracción o compresión, será anclado o empalmado de acuerdo con los requisitos para barras en tracción de la Sección 18.5.4.

#### 14.3.3 **Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos**

Los muros estructurales o segmentos de los mismos solicitados por carga axial o momentos flectores o por sus combinaciones, se diseñarán como miembros en compresión de acuerdo con las hipótesis del Artículo 10.2, excepto lo referente al análisis de la distribución no lineal de deformaciones.

En la evaluación de la resistencia de la sección se incluirá el acero de refuerzo longitudinal dentro del alma, los miembros de borde, y las anchuras efectivas de las alas. También se tomarán en cuenta los efectos de las aberturas.

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, cumplirán adicionalmente los requisitos del Artículo 14.5.

#### 14.4 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Los muros con Nivel de Diseño ND1 dimensionados conforme a la Sección 14.2.1 sin miembros de borde ni dinteles de acoplamiento, cumplirán adicionalmente el presente Artículo. Los muros cuyas alturas no excedan el doble de su largo podrán diseñarse con el Apéndice A y los requisitos del presente Artículo.

##### 14.4.1 Resistencia al corte

En cualquier sección horizontal en el plano del muro  $V_n \leq 2,7 h d \sqrt{f'_c}$ , donde  $h$  es el espesor del muro y  $d = 0,8 L_w$ . Se podrá tomar  $d$  como la distancia entre la fibra extrema comprimida y el punto de aplicación de la resultante de los aceros de refuerzo traccionados, cuando se justifique por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

##### 14.4.1.1 Corte resistido por el concreto

La resistencia del concreto al corte se determinará mediante la aplicación de las fórmulas (14-1) y (14-2):

La resistencia de corte asignada al concreto  $V_c$  será igual al menor de los valores obtenidos por las fórmulas siguientes, en las cuales se considera  $N_u$  negativa cuando es una fuerza de tracción:

$$V_c = 0,88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 L_w} \quad (14-1)$$

$$V_c = \left[ 0,16 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left( 0,33 \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{h L_w} \right)}{\left( \frac{M_u}{V_u} - 0,5 L_w \right)} \right] h d \quad (14-2)$$

Cuando  $(M_u/V_u - 0,5 L_w)$  sea negativo, se usará la Fórmula (14-1).

Las secciones comprendidas entre la base del muro estructural y la altura  $0,5L_w$  o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, podrán diseñarse para la misma resistencia del concreto,  $V_c$ , que corresponde a la sección así seleccionada.

La resistencia al corte obtenido de las Fórmulas (14-1) y (14-2) se comparará con las fórmulas (11-4) y (11-8): compresión o tracción respectivamente:

a) En muros solicitados por cargas axiales de compresión,  $N_u$ ,

$$V_c \leq 0,53 \sqrt{f'_c} h d \left( 1 + 0,007 \frac{N_u}{A} \right) \quad (11-4)$$

b) En muros solicitados por cargas axiales de tracción, considerando  $N_u$  negativa en la fórmula (11-8):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d \left( 1 + 0,028 \frac{N_u}{A} \right) \quad (11-8)$$

##### 14.4.2 Acero de refuerzo

Las cuantías del acero de refuerzo serán:

$$\rho_v = A_s / b s_v$$

$$\rho_h = A_{sh} / b s_h$$

donde

$b$  = anchura o espesor de la sección del muro estructural.

$s_v$  = separación horizontal del acero de refuerzo vertical en todo el largo del muro.

$s_h$  = distancia centro a centro del acero de refuerzo horizontal .

a) Cuando  $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

A menos que el acero de refuerzo se calcule con las fórmulas de las Subsecciones 14.4.2.1 y 14.4.2.2, se usarán las siguientes cuantías mínimas:

Barras con resaltos de resistencia cedente no menor de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, de diámetro no mayor de la No. 5 (16M), o mallas de alambres electrosoldados no mayor de 16 mm:

Cuantía vertical,  $\rho_v \geq 0,0012$

Cuantía horizontal  $\rho_h \geq 0,0020$

Barras No. 6 (20M) y de mayor diámetro:

Cuantía vertical,  $\rho_v \geq 0,0015$

Cuantía horizontal,  $\rho_h \geq 0,0025$

b) Cuando  $V_u > 0,5 \phi V_c$

Las cuantías del acero de refuerzo serán las calculadas según las Subsecciones 14.4.2.1 y 14.4.2.2.

Con excepción de los muros de sótanos, los muros estructurales con un espesor mayor de 20 cm tendrán aceros de refuerzo en cada dirección colocados en dos mallas paralelas a las caras del muro de acuerdo con lo siguiente:

i) Una malla de alambres electrosoldados que consista en no menos de un medio, y no más de dos tercios del refuerzo total requerido para cada dirección, colocada a no menos de 5 cm ni a más de un tercio del espesor del muro medido a partir de la superficie exterior.

ii) La otra malla, que consiste en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, será colocado a no menos de 2 cm ni a más de un tercio del espesor del muro, medido a partir de la superficie interior.

#### 14.4.2.1 Acero de refuerzo horizontal

Cuando  $V_u > 0,53 \phi V_c$ , la cuantía del acero de refuerzo horizontal por corte,  $\rho_h$ , no será menor que 0,0025 a efectos de las fórmulas (11-1) y (11-2), la resistencia al corte  $V_s$  se calculará como:

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s_h} \quad (14-3)$$

donde  $A_v$  es el área de los aceros de refuerzo horizontales de corte dentro de las distancias  $s_h$  y  $d$ , conforme con la Subsección 14.4.2.2.

La separación horizontal,  $s_h$ , de los aceros de refuerzo horizontal por corte no excederán ninguno de los siguientes valores: 0,2  $L_w$ ,  $3h$ , ni 45 cm.

#### 14.4.2.2 Acero de refuerzo vertical

La cuantía del acero de refuerzo vertical por corte,  $\rho_v$ , se calculará con la fórmula (14-4), sin que necesite ser mayor que la correspondiente requerida para el acero de refuerzo horizontal.

$$\rho_v \geq 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_w}{L_w} \right) \left( \rho_h - 0,0025 \right) \geq 0,0025 \quad (14-4)$$

La separación vertical,  $s_v$  de los aceros de refuerzo vertical por corte, no excederán ninguno de los siguientes valores: 0,33  $L_w$ ,  $3h$ , ni 45 cm.

## 14.5 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Este Artículo se aplicará a todos los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, que deban ser capaces de disipar energía por cedencia en flexión.

### 14.5.1 Resistencia al corte

En cualquier sección horizontal en el plano del muro o segmento de muro,  $V_n \leq 2,65 A_{cp} \sqrt{f'_c}$ .

La resistencia teórica a la fuerza cortante en los muros estructurales individuales,  $V_n$ , no excederá al valor obtenido con la fórmula (14.5).

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h F_y) \quad (14-5)$$

donde

$$\alpha_c = 0,79, \text{ cuando } h_w / L_w \leq 1,50; \alpha_c = 0,53 \text{ cuando } h_w / L_w \geq 2$$

Para valores intermedios de  $h_w / L_w$  entre 1,50 y 2,0,  $\alpha_c$  se puede interpolar linealmente.

En los segmentos de muros,  $h_w / L_w$  será el mayor de los valores del muro total o del segmento del muro considerado.

La resistencia teórica al cortante total,  $V_n$ , de los muros estructurales que compartan una fuerza lateral común no excederá de  $2,1 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ , pero la resistencia teórica al cortante de los muros individuales,  $V_n$ , o cualquiera de sus segmentos y dinteles de acoplamiento, no excederá  $2,7 A_{cp} \sqrt{f'_c}$ . El área total de las secciones transversales consideradas es  $A_{cv}$  y  $A_{cp}$  es el área de la sección transversal del segmento de muro horizontal o de la sección del dintel.

### 14.5.2 Acero de refuerzo

La cuantía de los aceros de refuerzo vertical y horizontal,  $\rho_v$  y  $\rho_h$ , respectivamente, no será menor que 0,0025, excepto cuando  $V_u < 0,27 A_{cv} \sqrt{f'_c}$  en cuyo caso se podrán usar las cuantías indicadas en la Sección 14.4.2.a).

Cuando la relación  $h_w / L_w < 2,0$ , la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , debe ser por lo menos igual a la cuantía del refuerzo horizontal,  $\rho_h$ .

La separación de los aceros de refuerzo por corte, vertical,  $s_v$ , y horizontal,  $s_h$ , respectivamente, no excederá ninguno de los siguientes valores:  $0,2 L_w$ ,  $3 h$ , ni 35 cm.

### 14.5.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 cumplirán los siguientes requisitos, adicionales a los de la Sección 14.3.3.

Cuando  $N_u < 0,35 N_o$  los miembros o elementos solicitados a compresión que se construyan integralmente con los muros, deben cumplir con las indicaciones de la Sección 10.4.2, con  $N_o = 0,85 f'_c (A - A_s) + F_y A_s$ .

En el diseño de secciones con forma de I, L, C ó T, la anchura efectiva fuera de la cara del alma será el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la distancia al alma de un muro estructural adyacente, o
- El 25 % de la altura total del muro estructural.

## 14.6 MIEMBROS DE BORDE

En los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 se investigará la necesidad de usar miembros de borde. El cumplimiento de los requisitos de la Tabla 14.6 exime de la exigencia de miembros de borde, pero cumplirán con requisitos especiales especificados en la Sección 14.6.1. Cuando se requieran miembros de borde, se cumplirá con los requisitos de la Sección 14.6.2.

### 14.6.1 Muros sin miembros de borde

En los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, se podrán obviar los miembros de borde, cuando se satisfagan las condiciones de la Tabla 14.6.

**TABLA 14.6 CONDICIONES PARA OBLIAR LOS MIEMBROS DE BORDE**

FORMA DEL MURO	CARGA AXIAL	REQUISITO ADICIONAL
Simétrico	$N_u \leq 0,10 A f'_c$	$M_u / (V_u L_w) \leq 1,0$ ó $V_u \leq 0,79 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ y $M_u / (V_u L_w) \leq 3,0$
Asimétrico	$N_u \leq 0,05 A f'_c$	

No obstante, los muros sin miembros de borde cumplirán con los siguientes requisitos adicionales:

- Cuando la cuantía del refuerzo longitudinal en los bordes del muro es mayor que  $28/F_y$ , el acero transversal en tales extremos cumplirá los requisitos de la Subsección 18.4.5.2. La separación longitudinal del acero de refuerzo transversal no excederá de 20 cm. El acero transversal de confinamiento de los miembros de borde se extenderán horizontalmente desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia no menor que  $(c - 0.1L_w)$  ó  $0,5 c$ .
- Excepto que en el plano del muro  $V_u < 0,27 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ , el acero de refuerzo horizontal que termina en los extremos de los muros sin miembros de borde tendrá un ganchura estándar en el extremo de las barras, o estos extremos serán confinados por ligaduras en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo transversal horizontal. Estas ligaduras deberán estar debidamente empalmadas a este acero de refuerzo, debiendo cumplir con el Artículo 12.4.2.

### 14.6.2 Muros con miembros de borde

La longitud de los miembros de borde en cada extremo del muro variará linealmente de  $0,30 L_w$  a  $0,15 L_w$ , cuando  $N_u$  varíe de  $0,35 N_o$  a  $0,15 N_o$ . La longitud mínima del miembro de borde será de  $0,15 L_w$  pero no menor de 45 cm. La fuerza axial  $N_o$  se define en la Sección 14.5.3.

El espesor de los miembros de borde de muros con dos mallas de acero de refuerzo, será el mayor valor entre:

- el espesor del muro,  $o$ ;
- el espesor  $b_m$  obtenido de la siguiente fórmula:

$$b_m = \frac{k_m (R + 2) \left( \frac{h_w}{L_w} + 2 \right) L_w}{1700 \sqrt{\xi}} \quad (14-6)$$

donde

$k_m = 1$ , a menos que se calcule como:

$$k_m = \frac{L_n}{\left[ 0,25 + 0,06 \left( \frac{h_w}{L_w} \right) \right]} < 1,0 \quad (14-7)$$

$$\xi = 0,3 - \frac{\rho_L F_y}{2,5 f'_c} > 0,1 \quad (14-8)$$

$h_w$  = Altura total del muro.

$L_n$  = Altura libre del entrespiso.

$L_w$  = Anchura o longitud total del muro en la dirección de la fuerza de corte.

$R$  = Factor de Reducción de Respuesta especificado en la Norma COVENIN 1756

$\rho_L$  =  $2 A_s / (b s_v)$ . Ver Comentario.

$A_s$  = Área del acero de refuerzo vertical espaciado horizontalmente  $s_v$ .

Cuando  $b_m$  sea mayor que el espesor del muro, el área del miembro de borde,  $A_{wb}$  debe cumplir la siguiente limitación:

$$b_m^2 \leq A_{wb} \geq 0,1 b_m L_w \quad (14-9)$$

El espesor del miembro de borde muro será el mayor valor entre (14-10a) y (14-10b):

$$b_m \geq L_n / 16 \quad \text{ó} \quad (14-10a)$$

$$b_m \geq 0,04 (1 + 0,1 R) L_n \quad (14-10b)$$

Cuando excepcionalmente el muro está reforzado por una sola malla de acero de refuerzo y  $R < 4$ , el espesor del miembro de borde será el  $b_m$  obtenido de la fórmula (14-6) multiplicado por 1,25.

Los miembros de borde deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) En secciones con alas, los miembros de borde incluirán el ancho efectivo del ala en compresión y el cual deberá extenderse al menos 30 cm dentro del alma.

b) El acero de refuerzo en los miembros de borde se extenderán verticalmente desde la sección crítica en una distancia no menor de  $L_w$  o de  $M_u / 4 V_u$ .

c) El acero de refuerzo transversal se dispondrá en las dos direcciones y cumplirá con las Secciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, aunque no requiere satisfacer la fórmula (18-7).

El acero transversal de confinamiento de los miembros de borde se extenderán horizontalmente desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia no menor que  $(c - 0,1 L_w)$  ó  $0,5 c$ .

d) El acero de refuerzo transversal de los miembros de borde en la base de los muros deberá extenderse dentro de su apoyo al menos la longitud de desarrollo a tracción de la barra longitudinal de mayor diámetro, a menos que dicho miembro termine en una zapata o losa de fundación.

e) El acero de refuerzo horizontal en el alma del muro deberá anclarse dentro del núcleo confinado de los miembros de borde para que pueda desarrollar en tracción la resistencia cedente especificada  $F_y$ .

f) Los empalmes mecánicos o soldados del acero de refuerzo longitudinal de los miembros de borde cumplirán con la Sección 18.2.2.4. No se permitirán empalmes por solape del acero de refuerzo longitudinal de los miembros de borde en una distancia equivalente a la longitud de rótula plástica  $L_p$ . La longitud de la rótula plástica será igual a  $0,5 L_w$ , a menos que se determine sobre las bases de datos ensayos.

La cuantía de acero longitudinal  $\rho_v$  en cualquier parte del muro no será menor de 0,0025 ni mayor de 0,04.

## 14.7 DINTELES DE ACOPLAMIENTO

El diseño de los dinteles de acoplamiento de los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 cumplirán los requisitos de este Artículo. De acuerdo con la Tabla 9.4, el factor de minoración de la resistencia por corte en los dinteles de acoplamiento será  $\phi = 0,85$ . La altura útil  $d$  será igual a  $0,8h$ .

### 14.7.1 Requisitos generales

Los dinteles de acoplamiento con relación de aspecto  $L_n / d \geq 4$  cumplirán con los requisitos para miembros en flexión del Artículo 18.3. Cuando el análisis estructural demuestre que el dintel tiene suficiente estabilidad lateral se eximirá del cumplimiento de los acápites 18.3.2-a y 18.3.2-b.

Los dinteles de acoplamiento con relación de aspecto  $L_n / d < 4$  y con una fuerza cortante mayorada  $V_u > 1,06 b_w d \sqrt{f'_c}$ , se reforzarán con dos grupos interceptados de barras diagonales colocados simétricamente respecto a su centro, a menos que pueda demostrarse que la pérdida de rigidez y de resistencia de los dinteles no compromete la capacidad a carga vertical de la estructura, su estabilidad, y la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.

#### 14.7.2 Acero de refuerzo en los dinteles de acoplamiento

Los dinteles de acoplamiento reforzados con dos grupos interceptados de barras diagonales colocadas simétricamente con respecto a su centro, cumplirán los siguientes requisitos:

a) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente, como mínimo consistirá de cuatro barras ubicadas en un núcleo de dimensiones medidas del lado exterior del refuerzo transversal del grupo de barras no menor de  $0,5 b_w$  en dirección perpendicular al plano del dintel y  $0,2 b_w$  en el plano del dintel y perpendicular a las barras diagonales.

b) La resistencia teórica a la fuerza cortante se determinará como:

$$V_n = 2 A_{vd} F_y \text{ sen } \alpha \leq 2,7 b_w d \sqrt{f'_c} \quad (14- 11)$$

donde

$A_{vd}$  = área total del acero de refuerzo de cada grupo de barras diagonales.

$\alpha$  = ángulo entre el acero de refuerzo diagonal y el eje longitudinal.

c) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente será confinado por refuerzo transversal que cumplan con los requisitos exigidos en las Subsecciones 18.4.5.1, 18.4.5.2. En las fórmulas (10-5) y (18- 8), el valor de A, se calculará con el recubrimiento mínimo especificado en el Artículo 7.7, en los cuatro lados de cada grupo de barras de refuerzo diagonalmente colocadas.

d) Las barras colocadas diagonalmente se anclarán dentro del muro estructural de manera que puedan desarrollar su capacidad a tracción, según la Sección 18.5.4. La longitud de anclaje será mayor a  $1,5 L_d$ .

e) Se considerará la contribución del refuerzo diagonal en la resistencia teórica la flexión del dintel.

f) Se proveerá acero de refuerzo longitudinal y transversal al eje longitudinal del dintel de acuerdo con lo requerido en el Artículo 11.7.

## CAPÍTULO 15 FUNDACIONES

### 15.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al proyecto estructural y la construcción de los sistemas de fundación y muros de contención que forman parte de las edificaciones, con excepción de los pedestales y zapatas de concreto simple contemplados en el Capítulo 19.

El diseño y detallado del sistema de fundación será compatible con los principios del Nivel de Diseño que se exija al sistema resistente a sismos de la estructura, según la presente Norma y la Norma COVENIN 1756. Las fundaciones para edificaciones con aislamiento sísmico así como aquellas que incorporen la interacción suelo – estructura serán objeto de estudios especiales que escapen al alcance del presente Capítulo.

### 15.2 ESTADOS LÍMITES

Los sistemas de fundación solicitados por las combinaciones especificadas en el Capítulo 9 de esta Norma y en el Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756, deberán proyectarse de manera de evitar que tanto el terreno de fundación como las fundaciones mismas alcancen cualquiera de los estados límites enumerados a continuación:

#### 15.2.1 Estado límite de deformación

Se alcanza este estado límite cuando las deformaciones totales y/o diferenciales afecten el uso de la edificación o causen una reducción o pérdida de ductilidad y resistencia en los componentes estructurales.

### **15.2.2 Estado límite de agotamiento resistente**

Se alcanza este estado límite cuando el suelo bajo la fundación falla por corte o se produce en éste una deformación excesiva o cuando los componentes estructurales de la fundación alcanzan su estado límite de agotamiento resistente.

### **15.2.3 Estado límite de estabilidad general**

Estado límite caracterizado por el deslizamiento o volcamiento de la estructura o parte de ella, separación de cualquier fundación del suelo, y deslizamiento de laderas y taludes que pueden afectar a la estructura, accesos u otras construcciones vecinas.

## **15.3 MATERIALES**

El sistema de fundación deberá ser proporcionado para que el suelo de fundación soporte la edificación en ausencia de la acción sísmica, tomando en consideración los asentamientos que la estructura sea capaz de resistir. Cuando se incorporen las acciones sísmicas, se tomarán en cuenta las propiedades dinámicas del suelo para garantizar su capacidad para las tensiones y deformaciones impuestas por esta acción.

El concreto y el acero de refuerzo para los sistemas de fundación cumplirán con los requisitos del Capítulo 5 y el Artículo 3.7, respectivamente. La resistencia mínima especificada para el concreto es de  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ .

Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos diseñados de acuerdo con el Apéndice D desarrollarán su resistencia de diseño antes de que falle el anclaje o el concreto en que está embebido.

## **15.4 REQUISITOS GENERALES**

Adicionalmente a los requisitos para el diseño sismorresistente del Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756, se cumplirá con las Secciones 15.4.1 hasta 15.4.6:

### **15.4.1 Investigación geotécnica**

El alcance de la investigación y los ensayos deberán ser los necesarios para poder interpretar en forma confiable las características del subsuelo y los parámetros requeridos para el proyecto y la construcción del sistema de fundaciones, de conformidad con el presente Capítulo y los Capítulos 5 y 11 de la Norma COVENIN 1756

La investigación incluirá, pero no se limitará a los procedimientos de exploración, muestreo y ensayos del suelo, elaboración de perfiles litológicos, indicando la identificación y clasificación del suelo, características mecánicas, nivel de aguas subterráneas, tipo de fundación y los parámetros del suelo necesarios para su diseño, igualmente podrá recomendar estudios adicionales debido a factores que pudieran afectar la integridad y uso de la edificación, su comportamiento o modelación estructural, su capacidad resistente y las presiones de diseño en fundaciones y muros de sostenimiento, control de agrietamiento y métodos constructivos.

### **15.4.2 Uniformidad del tipo de fundaciones**

El sistema de fundaciones mixto, de rigideces muy diferentes, o en condiciones de fundación variables se registrará por lo dispuesto en la Sección 11.4.1 de la Norma COVENIN 1756.

### **15.4.3 Emplazamiento**

La profundidad del asiento de las fundaciones deberá ser adecuada para que la estructura sea estable contra el deslizamiento, volcamiento o hundimiento.

Las estructuras deberán estar suficientemente retiradas de los bordes de los taludes para evitar daños a las fundaciones y a la estructura misma. Véanse los Artículos 11.5 y 11.6 de la Norma COVENIN 1756

### **15.4.4 Arriostramiento**

Los miembros estructurales de las fundaciones aisladas estarán conectados entre sí por vigas de riostra o losas o placas actuando como diafragmas, en dos direcciones preferentemente ortogonales, a nivel del tope de la

fundación y en todo caso por debajo del nivel del terreno. Las solicitaciones de diseño serán las indicadas en la Sección 11.4.2 de la Norma COVENIN 1756

#### **15.4.5 Hipótesis para el análisis estructural**

Adicionalmente a los requisitos de las Secciones 15.4.3 y 15.4.4, el sistema de fundación se proyectará con la rigidez a flexión adecuada consistente con el diagrama de presiones del suelo o solicitaciones sobre pilotes así como con el grado de restricción supuesto en el proyecto. En el Comentario se recomiendan órdenes de valores para la relación entre la longitud de la fundación directa y su altura o la separación entre pilotes y la altura del cabezal. En el proyecto del sistema de fundación se tomará en cuenta la rigidez relativa a flexión entre la columna, muro o pilote y la zapata, losa de fundación o cabezal, según sea el caso.

El área de la base de la zapata o el número y distribución de los pilotes, se determinará con las solicitaciones de servicio provenientes de la estructura y que deben ser transmitidas al suelo con la condición de no exceder la capacidad del suelo o la de los pilotes determinadas según los principios de la Mecánica de los Suelos.

El espesor y el acero de refuerzo de las zapatas y cabezales se calcularán para resistir: (a) las solicitaciones mayoradas o de las reacciones inducidas, en condiciones estáticas de acuerdo con el Capítulo 9 de la presente Norma, y; (b) en condiciones sísmicas y postsísmicas, conforme al Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756. Cuando se consideren las combinaciones de cargas en el Estado Límite de Servicio, en las cuales estén presentes los efectos sísmicos o de viento, la capacidad portante admisible del suelo se incrementará en un 33%.

Los momentos y fuerzas cortantes en los cabezales de pilotes, pueden calcularse suponiendo que la reacción de cualquier pilote se aplica en el centro del cabezal. Los cabezales de pilotes se proyectarán para resistir la totalidad de las fuerzas axiales y los momentos de los pilotes actuando como columnas cortas.

A efecto de las cargas laterales se tomarán en cuenta los efectos de esbeltez en los pilotes no soportados lateralmente por el suelo, el aire o el agua que los rodea.

#### **15.4.6 Transferencia de fuerzas en las bases de las columnas, muros estructurales o pedestales**

Todas las fuerzas y momentos que actúan en las bases de las columnas, muros estructurales y sus miembros de bordes, o pedestales de concreto reforzado, se transferirán al pedestal, zapata o cabezal, por aplastamiento directo sobre el concreto reforzado, barras de transferencia provenientes de la fundación (*dowels*) y anclajes mecánicos. Las barras de transferencia y los anclajes cumplirán los requisitos de la presente Sección.

Las tensiones del concreto en las superficies de contacto entre miembros soportados y soportantes, no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento según se establece en el Artículo 10.8. El área del acero de refuerzo que atraviesa la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, será el necesario para satisfacer las dos condiciones siguientes:

1. Resistir toda fuerza de compresión que exceda la resistencia al aplastamiento de la superficie de contacto,
2. La fuerza total de tracción será resistida únicamente por el acero de refuerzo.

El refuerzo longitudinal de las columnas y los miembros de borde de muros estructurales resistentes a sismos, debe prolongarse hasta el refuerzo interior de la losa de fundación, zapata o dado, y debe anclarse con un ganchura en la parte inferior de la fundación, el cual deberá orientarse hacia el centro de la columna.

Las columnas y miembros de borde de muros estructurales que tengan un lado de su sección localizado a una distancia menor de la mitad de la altura del miembro de fundación del borde mismo, deben tener acero de refuerzo transversal que cumpla la Sección 18.4.5 en toda la porción embebida dentro de la losa de fundación, zapata o dado. Se tendrá presente que las zonas de confinamiento pueden ser modificadas debido al nivel del terreno y la calidad del suelo.

Adicionalmente el acero de refuerzo deberá cumplir con los siguientes requisitos:

a) El acero de refuerzo requerido para transferir a la parte superior del pedestal, zapata o cabezal, los momentos calculados en las bases de las columnas, muros estructurales, o pedestales, cumplirá con los requisitos de los Artículos 12.10 y 12.11.

b) Las fuerzas laterales se transferirán a los pedestales, zapatas o cabezales, por corte, por fricción, o por otros medios que se consideren apropiados de acuerdo con lo especificado en el Artículo 11.6. Se proporcionará el acero de refuerzo a través de la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, bien sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la zapata, o solapándolas con las barras de transferencia provenientes de la zapata (dowels) o por medio de conectores de corte.

c) En las superficies de contacto de columnas o pedestales, el área del acero de refuerzo longitudinal mínimo será el 1% de la sección de la columna ó el 0,5% de la sección del pedestal, la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras. El diámetro mínimo de las barras será No. 4 (12M).

d) En los muros estructurales, el acero de refuerzo a través de la superficie de contacto con la fundación no será menor que el acero de refuerzo vertical exigido en la Sección 14.3.2 para el Nivel de Diseño, ND, especificado.

e) En las zapatas y cabezales, las barras longitudinales No 14 (45M) y No 18 (55M) solicitadas a compresión, pueden empalmarse por solape con las barras de transferencia vertical de la zapata (espiga) para proporcionar el área requerida, pero ésta no será menor que la exigida en el Artículo 12.3. Las espigas tendrán un diámetro no mayor del No 11(36M) y sus prolongaciones serán:

i) Dentro del miembro soportado, una distancia no menor que la longitud de transferencia de tensiones de las barras No 14 (45M) ó No 18 (55M), o la longitud de empalme de las barras de transferencia provenientes de la fundación, la que sea mayor.

ii) Dentro de la zapata, una distancia no menor que la longitud de transferencia de tensiones de las barras de transferencia provenientes de la fundación (dowels).

f) Cuando la transferencia de solicitaciones entre el cabezal y los pilotes prefabricados sea por medio de barras vaciadas en concreto expansivo o colocadas después del endurecimiento del concreto, se deberá demostrar mediante ensayos que son capaces de transferir tensiones de al menos  $1,25 F_y$  de la barra.

## **15.5 ZAPATAS Y CABEZALES**

### **15.5.1 Dimensiones**

Las dimensiones de las zapatas y cabezales cumplirán con los requisitos de las Secciones 15.4.2 a 15.4.5. La altura útil es función de la rigidez a flexión requerida. Para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo no será menor de 30 cm y de 1,25 veces el diámetro del pilote para las apoyadas sobre los mismos.

### **15.5.2 Zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales con sección circular o poligonal**

A fin de ubicar las secciones críticas para momentos, fuerza cortante y desarrollo de refuerzo en las zapatas y cabezales, las columnas, de acero o concreto, y los pedestales de concreto con sección circular o polígonos regulares pueden tratarse como secciones cuadradas de área equivalente.

### **15.5.3 Zapatas y cabezales con superficies inclinadas o escalonadas**

Las zapatas y cabezales con superficies superiores inclinadas o escalonadas que se diseñan como una unidad, se construirán: modo que se garantice su monolitismo Las pendientes, alturas y ubicación de los escalones cumplirán en cada sección los requisitos de diseño. Véase la Subsección 12.2.3.1

### **15.5.4 Momentos flectores en zapatas y cabezales**

En cualquier sección de una zapata o cabezal el momento se determinará considerando las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata o cabezal a un lado de dicha sección. Este criterio se aplicará para calcular el momento mayorado máximo  $M_u$ , en secciones críticas de zapatas o cabezales aislados, que soportan los miembros que se enumeran a continuación:

a) En columnas, pedestales, o muros de concreto:

$M_u$  se considerará en la cara de columnas, pedestales o muros;

b) En muros de mampostería:

$M_u$  se considerará en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro;

c) En columnas con una plancha de acero:

$M_u$  se considerará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha.

#### 15.5.4.1 Distribución del acero de refuerzo longitudinal

La distribución del acero de refuerzo longitudinal es función de la rigidez a flexión de la zapata, losa o cabezal. El acero de refuerzo en cada dirección se distribuirá uniformemente en toda la anchura de las zapatas rígidas.

El acero de refuerzo mínimo de las zapatas y cabezales debe satisfacer los requisitos de la Sección 10.3.1.

#### 15.5.4.2 Detallado del acero de refuerzo longitudinal

Adicionalmente a los requisitos de la Sección 15.4.6, se cumplirán los requisitos de la presente Subsección.

a) El acero de refuerzo longitudinal en columnas, muros estructurales y sus miembros de borde, se extenderá dentro de la zapata, losa o cabezal para que sea capaz de desarrollar en tracción  $F_y$ . Cuando tales miembros se consideren empotrados a la fundación, los aceros de refuerzo terminarán con un ganchura de 90° orientado hacia el núcleo de la columna.

b) Las tracciones o compresiones en el acero de refuerzo longitudinal calculadas en cada sección se desarrollarán a cada lado de esta mediante: longitud de anclaje, ganchuras para barras solamente en tracción, anclaje mecánico, o sus combinaciones. Las longitudes de transferencia de tensiones y de anclajes del acero de refuerzo en las zapatas y cabezales serán las especificadas en el Capítulo 12.

c) Las secciones críticas para la longitud de desarrollo del acero de refuerzo se supondrán ubicadas en los mismos sitios definidos en la Sección 15.5.4 para los máximos momentos mayorados así como en todos los otros planos verticales donde ocurran cambios de sección o del acero de refuerzo. Véase el Artículo 12.6.

d) Las columnas y los miembros de borde de los muros estructurales que tengan un borde dentro de la mitad de la profundidad de la zapata, tendrá acero de refuerzo transversal según la Sección 18.4.5 por debajo del borde superior de la fundación. Este acero de refuerzo se extenderá dentro de la fundación una distancia no menor que la menor altura de la fundación, losa de fundación, cabezal, o la longitud de transferencia de tensiones en tracción del acero longitudinal.

e) De conformidad con la Sección 11.4.5 de la Norma COVENIN 1756, se colocará acero de refuerzo no menor al especificado en la Subsección 10.3.1.1 para resistir los eventuales levantamientos en el sistema de fundación por la acción sísmica.

#### 15.5.5 Fuerzas cortantes en zapatas y cabezales

La resistencia al corte en zapatas y cabezales se determinará de acuerdo con el Artículo 11.9.

Para zapatas y cabezales que soportan columnas, pedestales o muros, la ubicación de las secciones críticas para corte, de acuerdo con el Artículo 11.9, se definirán desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales mediante planchas de acero en la base, la sección crítica se ubicará como se define en la Sección 15.5.4.

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote al eje de la columna exceda el doble de la altura útil del cabezal  $d$ , el cabezal cumplirá con los requisitos de los Artículos 11.9 y los acápites a), b) y c) de esta Sección. Los otros cabezales también cumplirán con estos requisitos o el Apéndice A. Cuando se utilice el Apéndice A, la resistencia efectiva a compresión de las bielas  $f'_{cu}$  se determinará de acuerdo con la Sección A.2.2.

En el cálculo de la fuerza cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes se cumplirá con las siguientes premisas:

- a) Se considerará que la totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro está localizado a  $0,5d_p$  o más, por fuera de la sección, produce cortante en esa sección.
- b) No produce cortante en esa sección la reacción de cualquier pilote cuyo centro está localizado a  $0,5d_p$  o más dentro de la sección.
- c) Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se supone produce cortante en la sección se basará en la interpolación lineal entre el valor total en  $0,5d_p$  por fuera de la sección y el valor cero en  $0,5d_p$  dentro de la sección.

## 15.6 VIGAS DE RIOSTRA

Las vigas de riostra que actúan como vínculo horizontal entre cabezales o fundaciones se dimensionarán para que la razón entre luz libre y la altura total de las mismas sea menor de 10, preferiblemente 7. La menor dimensión de la sección transversal será igual o mayor que el 5% de la luz libre entre los miembros conectados, pero menor que 30 cm.

El acero de refuerzo longitudinal será continuo y se extenderá dentro o más allá de las columnas que se arriostra o se anclará dentro de los cabezales o fundaciones. El acero de refuerzo transversal estará formado por estribos cerrados con una separación que no exceda de la mitad de la menor dimensión de la sección ó 30 cm.

Las vigas de riostra que forman parte de una losa de fundación y estén solicitadas flexión por acción de las columnas que forman parte del sistema resistente a cargas laterales, se diseñarán según el Artículo 18.3.

## 15.7 LOSAS APOYADAS SOBRE EL TERRENO

Las losas apoyadas sobre el terreno que resistan fuerzas sísmicas de columnas o muros que son parte del sistema resistente a cargas laterales se diseñarán como diafragmas estructurales de acuerdo con la Sección 18.6.3. En los planos y especificaciones estructurales se establecerá claramente que la losa apoyada sobre el terreno es un diafragma estructural y que forma parte del sistema resistente a cargas laterales.

Las vigas de las losas de fundación vinculadas a miembros del sistema resistente a sismo, cumplirán con los mismos requisitos que el Nivel de Diseño exigido para las vigas del sistema resistente a sismos.

## 15.8 PILOTES Y PILAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL

Este Artículo se aplicará al diseño de pilotes y pilas de concreto, incluyendo pilotes hincados, pilotes excavados y vaciados in situ, pilotes prefabricados de concreto y pilas de gran diámetro. Los aceros de refuerzo mínimo exigidos no cubren los efectos de impacto por hincado, ni las solicitaciones derivadas de empujes laterales.

Cuando se consideren las acciones sísmicas se aplicarán los requisitos de las Secciones 11.4.6 y 11.4.7 de la Norma COVENIN 1756

El acero de refuerzo longitudinal en los pilotes y pilas se detallará análogamente a miembros flexionados, considerando el diagrama de momentos resultante del análisis. El acero de refuerzo longitudinal será continuo en toda la longitud solicitada a tracción, y se detallará para quedar embebido en el concreto del cabezal en una longitud no menor a la longitud de transferencia de tensiones especificada para barras con resaltes, en tracción o compresión, sin la reducción en la longitud por exceso del acero suplido. Cuando la transferencia de las fuerzas de tracción inducidas por la acción sísmica transferidas entre el cabezal o losa de fundación y los pilotes se haga por medio de concretos expansivos, se demostrará por ensayos certificados que son capaces de desarrollar al menos  $1,25 F_y$ . Véase al acápite f de la Sección 15.4.6.

El acero de refuerzo transversal diseñado según la Sección 18.4.5 se colocará en las longitudes que se definen a continuación, los extremos de las ligaduras y zunchos terminarán con ganchuras doblados a no menos de  $135^\circ$  orientados hacia el núcleo del pilote:

- a) Medido desde el tope del miembro, al menos cinco veces su sección transversal pero no menos de 1.80 m por debajo del fondo del cabezal.

b) En la porción de los pilotes donde el suelo, el aire o el agua no son capaces de suministrar arriostramiento lateral, y a menos que el análisis estructural exija longitudes de confinamiento mayor, el acero de refuerzo transversal calculado según la Sección 18.4.5 se dispondrá en toda la longitud no soportada lateralmente incrementada en la longitud especificada en a).

En los pilotes prefabricados, el acero de refuerzo transversal tomará en consideración las condiciones de transporte, izamiento y manipulación de los mismos.

## **15.9 MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN**

Cuando los muros y otros elementos de contención están conectados o dan apoyo al sistema resistente a cargas sísmicas de la edificación, las conexiones entre el sistema de contención y el sistema de resistencia sísmica cumplirán con el Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756. Se tomarán todas las previsiones para garantizar que el comportamiento sea compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

Tomarán todas las previsiones para garantizar que el comportamiento sea compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

## **CAPÍTULO 16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOLICITADOS A FLEXIÓN**

### **16.1 ALCANCE**

Este Capítulo se aplicará al diseño de miembros compuestos de concreto reforzado solicitados a flexión, los cuales se definen como miembros de concreto construidos en sitio, pero vaciados en diferentes etapas e interconectados de manera que sus componentes actúen como una unidad. Los miembros compuestos de concreto también deberán cumplir con los demás requisitos para miembros solicitados en flexión de esta Norma.

### **16.2 GENERALIDADES**

Para resistir las fuerzas cortantes y momentos puede utilizarse el miembro compuesto total o parte del mismo. Los componentes individuales se analizarán para todas las etapas críticas de solicitaciones. Los componentes se diseñarán para resistir individualmente todas las cargas aplicadas antes de que el miembro compuesto alcance su resistencia total de diseño.

Cuando las resistencias especificadas, pesos unitarios, módulos de elasticidad, u otras propiedades de los componentes son diferentes, se utilizarán las propiedades de los componentes individuales o, como simplificación, los valores más críticos.

Al calcular la resistencia de los miembros compuestos no se hará distinción entre la capacidad resistente de miembros apuntalados y no apuntalados. Los miembros compuestos cumplirán con los requisitos para control de flechas de la Sección 9.6.2.

Para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los componentes del miembro compuesto, se suministrará el acero de refuerzo requerido.

### **16.3 APUNTALAMIENTO**

Cuando se utilicen apuntalamientos, éstos sólo podrán retirarse tan pronto los miembros soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas y para limitar las flechas y la fisuración en el instante de desapuntalar.

### **16.4 RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL**

Cuando se suponga que la totalidad del miembro compuesto resiste la fuerza cortante vertical, se diseñará como miembro vaciado monolíticamente con la misma sección transversal de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11

El acero de refuerzo por corte vertical colocado a lo largo de la superficie de contacto entre los componentes se anclará totalmente dentro de los componentes interconectados de acuerdo con el Artículo 12.8. Este acero de refuerzo vertical, extendido y anclado podrá usarse como estribos para resistir el corte horizontal.

## 16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

Los miembros compuestos se reforzarán de acuerdo con el Artículo 16.6 para garantizar la transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto entre los componentes interconectados. Estas superficies deberán estar limpias y libres de lechadas. Las secciones solicitadas por corte horizontal cumplirán la siguiente condición

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16-1)$$

donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada en la sección que se considera.

La resistencia teórica al corte horizontal,  $V_{nh}$ , en kgf, considerando la cuantía mínima del acero de refuerzo en forma de estribos del Artículo 16.6, se calculará de acuerdo con las siguientes condiciones de las superficies en contacto:

- a) En las superficies de contacto, sin rugosidades hechas intencionalmente:

$$V_{nh} \leq 5,6 b_v d \quad (16-2)$$

- b) En las superficies de contacto, con rugosidades hechas intencionales de no menos de 6 mm de amplitud:

$$V_{nh} = (18 + 0,6 \rho_v F_y) \lambda b_v d \leq 35 b_v d \quad (16-3)$$

En las fórmulas (16-2) y (16-3)  $b_v$  y  $d$  se expresan en cm y los valores de  $\lambda$  se dan en la Tabla 11.6.2.b.

- c) Cuando  $V_u > \phi (35 b_v d)$ , el diseño al corte horizontal se regirá por el Artículo 11.6.

Alternativamente a estos tres procedimientos, la fórmula (16-1) podrá verificarse calculando la variación de la fuerza de compresión o tracción real en cada componente y los medios de transferencia de las fuerzas entre los componentes, siempre que se verifique la fórmula (16-1) cuando el producto  $b_v d$  se sustituye por  $A_c$  en el cálculo de  $V_{nh}$  en cualquiera de los métodos indicados en los acápites a, b y c.

Cuando se generen tensiones de tracción en cualquier superficie de contacto entre los componentes, sólo se considerará la transferencia de corte por contacto cuando el acero de refuerzo, en forma de estribos, se coloca según el Artículo 16.6.

## 16.6 ACERO DE REFUERZO POR CORTE HORIZONTAL

El acero de refuerzo por corte horizontal puede consistir de estribos de una o más ramas, barras, o trozos de malla de alambres lisos o con resaltes electrosoldados, convenientemente dispuestos. El acero de refuerzo por corte deberá estar totalmente anclado en los componentes de acuerdo con el Artículo 12.8.

El área de los estribos diseñados para resistir el corte horizontal no será menor que la requerida por la fórmula (11-12) de la Tabla 11.4, y su separación no excederá 4 veces la menor dimensión del componente más delgado ni 60 cm.

## CAPITULO 17 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

### 17.1 ALCANCE

En este Capítulo se trata el problema de la evaluación de la seguridad de estructuras ya construidas. Aún cuando constituye un campo especializado que requiere la participación de profesionales o instituciones suficientemente experimentadas, se establecen criterios y lineamientos generales que orienten al Ingeniero Responsable de la obra.

Este Capítulo no aplica para la aprobación de sistemas diseñados o basados en procedimientos constructivos no tradicionales (véase el Artículo 1.9). El caso particular de la evaluación sismorresistente se trata en la Sección 17.2.3.

## **17.2 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD**

### **17.2.1 Estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicio**

Cuando exista incertidumbre sobre la seguridad de una estructura o de un miembro de la misma, el Ingeniero Responsable puede ordenar una investigación sobre la resistencia estructural, con arreglo a los siguientes lineamientos:

- a) Si el origen de la deficiencia resistente está bien entendida, y las dimensiones y propiedades de los materiales son conocidos, basta la evaluación analítica de su seguridad (Artículo 17.4). En este caso se autoriza incrementar los factores de reducción de resistencia en la forma que se establece en la Sección 17.4.2.
- b) Si el origen de la deficiencia resistente no está bien entendido, o si no es posible determinar las dimensiones o propiedades de los materiales con base a mediciones, se requerirá una prueba de carga en caso de que la estructura deba continuar en servicio.
- c) Si las incertidumbres sobre la seguridad surgen por problemas de deterioro, se aplicarán los criterios establecidos en la Sección 17.2.2.

Para la aprobación de sistemas de estructurales o constructivos no contempladas dentro del alcance de esta Norma, véase el Artículo 1.9.

### **17.2.2 Casos de posible deterioro progresivo**

Cuando la incertidumbre acerca de la seguridad de la estructura, o parte de ella, incluye fenómenos que puedan dar lugar a su deterioro progresivo y el comportamiento observado durante la prueba de carga cumple con los criterios de aceptación dados en el presente Capítulo, se puede permitir el uso de la estructura, o de la porción afectada, por un periodo de tiempo que se indicará explícitamente. La definición del periodo de tiempo debe basarse en consideraciones acerca de:

- a) La naturaleza del problema;
- b) Los efectos ambientales;
- c) El efecto de las cargas de uso;
- d) La historia de la estructura en condiciones de servicio, y;
- e) El alcance del programa de inspección periódica.

Una vez se agote el periodo de uso permitido a la estructura, se deberán realizar nuevas evaluaciones acerca de su seguridad para autorizar su servicio.

### **17.2.3 Evaluación sismorresistente**

La evaluación sismorresistente de edificaciones existentes, se regirá por los lineamientos establecidos en el Capítulo 12 de la Norma COVENIN 1756

Hasta tanto no se promulgue un cuerpo de Normas para la evaluación de estructuras existentes se recomienda consultar los documentos **ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, y **FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**.

## **17.3 INFORMACIÓN NECESARIA**

### **17.3.1 Cargas de servicio**

Se establecerá la naturaleza temporal o permanente de las cargas de servicio, de acuerdo con la Norma COVENIN 2002

### **17.3.2 Dimensiones y detalles de los miembros**

En la evaluación de la resistencia, deberán investigarse exhaustivamente en el sitio: (i) las dimensiones y detalles de los miembros; (ii) las propiedades de los materiales, y; (iii) otras condiciones concernientes a la estructura tal como fue construida, especialmente en sus secciones críticas.

**17.3.3 Resistencia del concreto**

La resistencia del concreto,  $f'_c$ , deberá establecerse de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.9. Las resistencias de los concretos existentes en la estructura o sus miembros deben basarse en resultados de ensayos según se establece en la Sección 5.9.4 excepcionalmente y para determinar la homogeneidad del concreto se pueden realizar ensayos no destructivos de acuerdo con las Normas COVENIN 1609 y COVENIN 1681, u otras reconocidas como ASTM, DIN ó RILEM.

**17.3.4 Aceros de refuerzo**

La localización y tamaños de las barras de refuerzo y mallas de alambres electrosoldados debe determinarse con base a mediciones. La ubicación de los refuerzos puede definirse utilizando los datos disponibles de la estructura, siempre y cuando se realicen algunas verificaciones en la estructura que permita confirmar que la construcción se realizó de acuerdo con los planos disponibles.

La calidad y propiedades de los aceros de refuerzo debe basarse en ensayos de tracción de muestras representativas de los materiales empleados en la estructura (véase la Sección 3.6.6). Se requieren por lo menos ensayos de tres muestras por cada tipo de refuerzo que afecte el problema bajo investigación. Si las muestras son extraídas de la estructura, éstas deben provenir de lugares en los cuales la extracción no afecte la seguridad de la misma.

**17.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA**

La evaluación se realizará con la información establecida en el Artículo 17.3 y debe ser adecuada para demostrar al Ingeniero Responsable que la reserva resistente satisface los factores de mayoración de cargas y cumple con los requisitos y propósitos de esta Norma. (Véase el Artículo 17.6).

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

Los miembros que no sean vigas, losas, ni placas o que están sometidos principalmente a la flexión, preferiblemente se investigarán con base a procedimientos analíticos.

**17.4.2 Factores de reducción de resistencia**

Cuando se satisfagan los requisitos de la Sección (17.2.1a) y se realiza una evaluación analítica, se permite incrementar el valor de los coeficientes de reducción de resistencia  $\phi$ , sin exceder los valores que se dan en la Tabla 17.4.2

**TABLA 17.4.2 FACTORES DE REDUCCÓN DE RESISTENCIA**

Secciones controladas por tracción, según la Sección 10.2.6b)	$\phi \leq 1,00$
Secciones controladas por compresión, según la Sección 10.2.6a)	$\phi \leq 0,85$
Miembros con refuerzo helicoidal que cumple los requisitos de Subsección 10.4.3.2a)	
Otros miembros	$\phi \leq 0,80$
Cortante y torsión	$\phi \leq 0,80$
Tensión de aplastamiento en el concreto	$\phi \leq 0,80$

**17.5 PRUEBAS DE CARGA**

**17.5.1 Justificación**

Cuando la deficiencia en resistencia o sus posibles efectos no corresponden a fenómenos bien entendidos, o no es posible determinar las dimensiones y propiedades de los materiales requeridas por medio de mediciones, debe realizarse, además de la evaluación analítica, una prueba de carga de la estructura o la porción afectada para que esta pueda ser utilizada o pueda permanecer en servicio. Estas serán controladas por un ingeniero calificado aceptado por la Autoridad Competente.

Cuando solo se ensaye una parte de la estructura, la parte dudosa deberá cargarse de tal manera que la seguridad de la zona que se sospecha débil se compruebe adecuadamente.

### **17.5.2 Edad de la estructura**

Las estructuras a ser sometidas a pruebas de carga, deben tener por lo 56 días (8 semanas) de construidas. Sin embargo, la prueba podrá ser anticipada cuando el propietario de la estructura, el contratista y todas las partes involucradas lo convengan.

### **17.5.3 Aplicación de cargas permanentes**

Para simular el efecto de las acciones permanentes, todas las cargas previstas deberán actuar sobre él o los miembros a ser evaluados cuarenta y ocho horas antes de comenzar la prueba. Estas permanecerán colocadas hasta que se terminen todas las pruebas.

### **17.5.4 Pruebas de carga en miembros solicitados a flexión**

Cuando se deban efectuar pruebas de carga en miembros sometidos a flexión, se aplicarán las siguientes disposiciones adicionales:

- a) El número y los vanos o miembros a ser cargados, se seleccionará a fin de maximizar las flechas y/o tensiones en las regiones críticas de los miembros cuyas resistencias sean dudosas. Si un solo arreglo no basta para satisfacer esta condición, se seleccionarán los arreglos que sean necesarios.
- b) Las lecturas iniciales de referencia para medir las flechas, se harán antes de la aplicación de las cargas de ensayo, en las zonas donde se espera la máxima respuesta.
- c) La carga de ensayo total equivalente, incluidas las acciones permanentes que ya están actuando, no será menor que:  $0,85 (1,4 \text{ CP} + 1,7 \text{ CV})$ . El valor de **CV** podrá ser reducido de acuerdo con los requisitos aplicables de las normas.
- d) Las cargas de ensayo se aplicarán en no menos de cuatro incrementos, aproximadamente iguales, sin producir impactos sobre la estructura ni efectos de arco en los materiales que se usan como carga. Después de cada incremento de carga se harán lecturas de las flechas e inspección de cualquier signo de deterioro.
- e) Las cargas de ensayo deben retirarse inmediatamente después de registrar las flechas iniciales señaladas en el punto e). Transcurridas 24 horas del retiro de las cargas se efectuarán las lecturas de las flechas finales.
- f) Si la parte de la estructura que se sometió a la prueba de carga muestra evidencias visibles de deterioro, se considerará que no ha pasado satisfactoriamente la prueba de carga y no se permitirá repetir el ensayo.

## **17.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN**

Los criterios para aceptar que el comportamiento es satisfactorio son los siguientes:

- a) Cuando la parte de la estructura ensayada no muestra evidencias visibles de deterioro tales como descascarillamiento o aplastamiento del concreto comprimido;
- b) La recuperación de la flecha dentro de las 24 horas posteriores al retiro de la carga de ensayo, sea por lo menos un 75% de las flechas máximas iniciales según se indica en la Sección 17.5.4e), salvo que la flecha máxima de una viga, piso o techo, sea menor que el valor siguiente:

$$\Delta_{m,p} = \frac{L_t^2}{20000 h} \quad (17-1)$$

donde  $L_t$  es el vano bajo la carga de ensayo. La luz  $L_t$  es la menor de: (i) distancia centro a centro entre los apoyos; (ii) distancia entre los apoyos más el espesor  $h$  del miembro (véase el Capítulo 8). (iii) la luz más corta en un sistema de placas.

**c)** En el caso de voladizos, el valor  $L_t$  a ser utilizado en la fórmula (17-1) se tomará como 2 veces la distancia desde el apoyo al extremo del voladizo, y la flecha será corregida para considerar cualquier movimiento registrado en el apoyo.

**d)** El miembro que no llegue a tener una recuperación de la flecha final del 75% o tenga una flecha máxima que exceda la calculada según la fórmula (17-1), solo puede volverse a ensayar 72 horas después de haber retirado la carga de la primera prueba. En tal caso, la parte de la estructura ensayada puede considerarse satisfactoria si cumple con las dos condiciones siguientes:

i) No muestra evidencias visibles de deterioro en la repetición del ensayo, y;

ii) La recuperación de la flecha alcanzada en el segundo ensayo es por lo menos un 80% de la flecha máxima inicial medida en este último ensayo.

**e)** No se podrán aceptar como seguros, aquellos miembros en los cuales se aprecien fallas que revelen la inminencia de fallas por corte.

**f)** La aparición de fisuras inclinadas con respecto al eje longitudinal en regiones de miembros estructurales que no dispongan de estribos o refuerzo transversal, cuya longitud de fisura tenga una proyección horizontal más larga que la altura útil del miembro en el punto medio de la misma, requiere evaluación; esta condición puede considerarse válida para definir que no pasó la prueba de carga.

**g)** En las regiones donde se ancle el refuerzo o haya empalmes de refuerzo por solape, la aparición de una serie de fisuras cortas e inclinadas, o de una fisura longitudinal, a lo largo de la proyección del refuerzo en la superficie del miembro, debe considerarse razón válida para considerar que la prueba de carga no fue exitosa.

## **17.7 DISPOSICIONES PARA REDUCIR LA INTENSIDAD DE CARGA**

Cuando cualquiera de las partes de una estructura que se encuentra bajo evaluación, no satisface las condiciones o criterios establecidos en la Sección 17.2.1a), o en los Artículos 17.6b) ó 17.6e), con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, el Ingeniero Responsable puede aprobar una intensidad de cargas de servicio más baja para esta estructura siempre que su uso lo permita.

## **17.8 MEDIDAS DE SEGURIDAD**

Las pruebas de carga deben programarse tomando las precauciones necesarias para la seguridad de las personas y la estabilidad de la estructura durante el ensayo. Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni deben afectar los resultados.

# **CAPÍTULO 18 REQUISITOS ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE**

## **18.1 ALCANCE**

Este Capítulo establece los requisitos para el diseño y la construcción de estructuras monolíticas de concreto reforzado, cuyas solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma COVENIN 1756. Las disposiciones contenidas en este Capítulo se aplicarán conjuntamente con el resto de esta Norma y, en donde sea pertinente, privarán sobre ellas.

Los miembros que forman parte del sistema resistente a sismos de las edificaciones de acuerdo con la Norma COVENIN 1756 deberán cumplir además del Artículo 18.2, con los siguientes:

Nivel de Diseño ND3, Artículos 18.3 a 18.6.

Nivel de Diseño ND2, Artículos 18.6 a 18.9.

Nivel de Diseño ND1, en general no requieren cumplir los requisitos sismorresistentes de este Capítulo, excepto en los casos especificados en los Artículos 1.4, 7.8 y 11.10.

Las fundaciones y miembros estructurales situados por debajo del nivel de base, tal como se define en la Norma COVENIN 1756, y que son necesarios para transmitir las acciones sísmicas a las fundaciones, deberán cumplir con las disposiciones sismorresistentes del Capítulo 15.

Los muros estructurales y sus dinteles de acoplamiento cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 14.

Los anclajes al concreto cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Apéndice D, Artículo 2.3.

Para la aprobación por parte de la Autoridad Competente de sistemas estructurales de concreto reforzado que no satisfagan las disposiciones del presente Capítulo, se deberá demostrar analítica y experimentalmente, conforme se establece en el Artículo 1.9 que tiene la resistencia y tenacidad por lo menos iguales a las de una estructura monolítica de concreto reforzado que satisfaga completamente este Capítulo, tomando en consideración la clasificación de los Tipos estructurales de la Norma COVENIN 1756. Como parte de los requisitos para su aprobación por parte de la Autoridad Competente.

## **18.2 REQUISITOS GENERALES**

### **18.2.1 Materiales**

El concreto y el acero de refuerzo para estructuras sismorresistentes cumplirá con los requisitos del Capítulo 5 y las Secciones 3.6.1 y 3.6.2, respectivamente.

El uso de concretos con agregados livianos estará permitido cuando cumplan los requisitos de la Sección 5.2.1.

### **18.2.2 Análisis estructural**

En el análisis de la estructura bajo la acción sísmica se considerará la interacción de todos sus miembros, estructurales y no estructurales, que afecten su respuesta, lineal o no lineal. Se considerarán los efectos y eventuales fallas de los miembros no estructurales que no formen parte del sistema resistente a sismos, según lo exige el Artículo 18.10.

### **18.2.3 Empalmes**

Los empalmes, por solape, por soldadura o mediante conexiones mecánicas cumplirán con el Artículo 12.3. Adicionalmente, los empalmes por solape cumplirán con las siguientes restricciones:

a. No se permiten empalmes por solapes:

1. Dentro de los nodos.
2. En una distancia igual a **2h** medida desde la cara del apoyo.
3. En ninguna otra zona donde el análisis estructural indique que debido a las posibles incursiones de la estructura en el dominio no elástico de la respuesta, el acero de refuerzo por flexión alcance su tensión cedente.

b. En toda la longitud de solape se colocará acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados, que cumplen con los requisitos del acápite b.4 de la Sección 7.2.2, y la separación no será mayor que  $d/4$  ó 10 cm.

c. En las columnas, solo se permite solapar dentro del tercio central de la altura libre del miembro. Estos empalmes se diseñarán como empalmes por tracción y deberán quedar confinados por ligaduras cerradas separadas a una distancia no mayor que  $d/4$  ó 10 cm. En caso de utilizarse zunchos, el paso del zuncho no será mayor de 7,5 cm.

## **18.3 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN**

### **18.3.1 Alcance**

Las disposiciones de este Artículo se aplicarán a los miembros de los sistemas estructurales Tipo I, II y IIIa, según la clasificación establecida en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN 1756, dimensionados para resistir las solicitaciones inducidas por las acciones sísmicas.

### 18.3.2 Requisitos

Los miembros flexionados a ser diseñados de conformidad con el presente Artículo, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

1. La fuerza de compresión axial mayorada en estos miembros no excederá de  $0,1 A f'_c$ .
2. Además, deben satisfacer todas las condiciones geométricas que se enumeran a continuación:
  - a) La luz libre,  $L_n$ , debe ser por lo menos cuatro veces su altura útil,  $d$ .
  - b) La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual que 0.3.
  - c) La anchura mínima es de 25 cm.
  - d) La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga.
  - e) Cuando excepcionalmente por razones arquitectónicas, la viga plana, forme parte del sistema resistente a sismos, tendrá una altura mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de las columnas donde se apoya.
  - f) La viga acartelada se analizará y detallará tomando en consideración sus características geométricas y de comportamiento.

### 18.3.3 Diseño por flexión

Excepto que el área del acero de refuerzo en tracción colocado en cada sección sea un tercio mayor que el requerido por el análisis estructural, en cualquier sección de un miembro flexionado, el área del acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior, no será menor que:

$$A_{s,min} = \frac{0,79 \sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d \quad \text{para } f'_c \geq 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (10-1a)$$

$$A_{s,min} = \frac{14}{F_y} b_w d \quad \text{para } f'_c < 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad (10-1b)$$

y la cuantía máxima  $\rho_{m\acute{a}x}$  no debe exceder de 0,025.

En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor de No. 4 en cada esquina.

El detallado del acero de refuerzo longitudinal deberá cumplir con las siguientes disposiciones:

- a. En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga deberá ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos.
- b. En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos positivos como de momentos negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente de la sección en la cara de los apoyos.
- c. La disposición de las barras longitudinales del miembro cumplirá con los requisitos de empalme y anclaje de la Sección 18.2.3 y el Artículo 12.4, respectivamente.

### 18.3.4 Diseño del refuerzo de confinamiento

El acero de refuerzo transversal en forma de estribos cerrados, tal como se definen en la Sección 7.2.2, debe confinar las siguientes zonas:

- a. La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a  $2h$  en ambos extremos del vano.
- b. Una distancia igual a  $2h$  a cada lado de la sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura.

En las zonas confinadas, los estribos deben ser cerrados y su separación  $s_o$ , no debe exceder el menor de los valores siguientes:

- i.  $d/4$ .
- ii. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- iii. 24 veces el diámetro del estribo.
- iv. 30 cm.

En las zonas no confinadas, y a menos que el diseño por corte resulte más exigente, se colocará acero de refuerzo transversal mínimo con una separación no mayor que  $0,5d$ .

Los estribos se dispondrán de tal forma que las barras longitudinales resulten arriostradas, por lo que cumplirán con los mismos requisitos exigidos para las ligaduras en la Sección 7.5.2. Los ganchuras arriostrarán las barras longitudinales periféricas y se proyectarán hacia el núcleo del miembro.

### 18.3.5 Diseño por corte

La fuerza de corte para el diseño o demanda de cortante,  $V_e$ , se determinará del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido entre las caras internas de los nodos, actúan momentos de signos opuestos, en sentido horario y antihorario, correspondientes al momento resistente máximo probable  $M_{pr}$  en las caras internas de los nodos y que el miembro en el tramo analizado está cargado por la combinación  $q_u = 1,2 CP + \gamma CV$ . El corte se calculará con la fórmula (18-1).

$$V_e = V_{hp} \pm V_o = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_j}{L_n} \pm \frac{q_u L_n}{2} \quad (18-1)$$

$M_{pr}$  = Momentos resistente máximo probable.

$L_n$  = Luz libre del vano.

$q_u$  = Carga genérica.

La resistencia teórica al corte del concreto,  $V_c$ , se calculará de acuerdo con el Artículo 11.3. Cuando la fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo el efecto de sismo, es menor que  $0,05 A f'_c$ , se utilizará la fórmula (18-2) para calcular la resistencia teórica al corte del concreto:

$$0 \leq V_c \left( 2 - \frac{V_{hp}}{V_o} \right) \leq V_c \quad (18-2)$$

#### 18.3.5.1 Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal se calculará con las fuerzas de corte  $V_e$ , y cumplirá con las disposiciones del Capítulo 11, incorporando las consideraciones sobre la contribución del concreto al corte de la Sección 18.3.5.

El diámetro del estribo no deberá ser menor que la barra No. 3 y el primer estribo cerrado estará ubicado a una distancia no mayor de 5 cm de la cara del apoyo.

## 18.4 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

### 18.4.1 Alcance

Los requisitos de este Artículo se aplicarán al diseño de los miembros solicitados por carga axial de compresión y momentos flectores que forman parte de pórticos dúctiles de los sistemas resistentes a sismos Tipo I y II, según la clasificación de la Norma COVENIN 1756.

## 18.4.2 Requisitos

Se diseñarán según el presente Artículo los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada que sea menor que  $0,75 A f'_c$  y, además, satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm.
- La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4
- La dimensión mínima de columnas de concreto de peso normal y de cualquier sección,  $h$ , en la dirección paralela a acero de refuerzo de la viga no será menor que lo obtenido con la fórmula (18-3), donde  $d_b$ , es el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, cuando esta se extiende a través del nodo viga - columna.

$$h = \frac{0,08 d_b F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (18-3)$$

La dimensión mínima de columnas de concreto con agregado liviano será un 30% mayor que la correspondiente a las columnas de concreto con agregados de peso normal.

- Los efectos de esbeltez no exceden los límites establecidos en el Artículo 10.6.

## 18.4.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas

La resistencia a flexión de cualquier columna dimensionada para resistir carga axial a compresión mayorada debe satisfacer la fórmula (18-4), la cual se verificará en ambos sentidos del plano vertical de la estructura en consideración:

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad (18-4)$$

$\Sigma M_c$  = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas en las caras del nodo, que se conectan a él, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas. La resistencia a la flexión de las columnas debe calcularse para la carga axial mayorada, que sea consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, y que resulte en la menor resistencia a flexión.

$\Sigma M_v$  = Suma de momentos en las caras del nodo correspondiente a la resistencia a flexión teórica de las vigas que se conectan en las caras del nodo. En sistemas estructurales con vigas T o L, donde la losa maciza este en tracción por los momentos actuantes en las caras del nodo, el acero de refuerzo de la losa colocada en el anchura efectivo de ésta, según el Artículo 8.7, se supondrá que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo esta debidamente anclado en una sección adyacente a la sección crítica. En los pisos constituidos por losas nervadas no se considerará el acero de refuerzo para efectos de resistencia a flexión.

La condición establecida por la fórmula (18-4) podrá obviarse en no más del 20% de los nodos de un piso de una estructura, siempre y cuando hecha la verificación de los efectos del desplazamiento de diseño, se compruebe que no haya problemas para los desplazamientos de diseño obtenidos en el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1756. Las columnas que resisten las reacciones en ese nodo deberán reforzarse: a) con la máxima demanda de acero de refuerzo longitudinal resultante de las combinaciones de las solicitaciones del análisis estructural; b) el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 dispuesto en toda su altura, y; c) siempre que no sea una columna de esquina.

También podrá obviarse la condición establecida por la fórmula (18-4) cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo, o columnas de estructuras de hasta dos pisos. En estos casos, las columnas concurrentes al nodo deben reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificada en las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.4.

## 18.4.4 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal se determinará para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos mayorados, considerando adicionalmente la Sección 18.4.3.

La cuantía geométrica  $\rho$  no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

#### **18.4.5 Diseño del refuerzo de confinamiento**

A menos que el diseño por corte según la Sección 18.4.6 requiera una cantidad mayor, se dispondrá el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4. Cuando el punto de inflexión calculado no esté dentro de la mitad central de la altura libre del miembro, se dispondrá en toda su altura libre refuerzo transversal que se especifica en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

El acero de refuerzo transversal especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3, se dispondrá a lo largo de la longitud  $L_o$ , medida desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección donde la sea previsible que ocurra la cedencia del acero de refuerzo como resultado de la incursión inelástica de la estructura o de alguno de sus miembros. La longitud  $L_o$  será la mayor de:

- a) La mayor dimensión de la sección transversal del miembro;
- b)  $1/6$  de la altura libre del miembro;
- c) 45 cm.

En la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedarán separadas a una distancia no mayor que:

- i. Un cuarto de la menor dimensión del miembro;
- ii. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
- iii. El valor  $s_x$ , definido por la fórmula (18-5) y acotado entre 10 y 15 cm.

$$s_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \quad (18-5)$$

siendo  $10 \leq s_x \leq 15$  cm.

En la dirección perpendicular al eje longitudinal del miembro estructural, las ligaduras cerradas, simples o múltiples, se espaciarán no más de 35 cm centro a centro.

Cuando el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará reforzada con ligaduras cerradas, cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

- 1) 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
- 2) 15 cm.

Cuando se utilicen zunchos o espirales como acero de refuerzo transversal, su separación máxima será 7,5 cm y la mínima 2,5 cm, además deben cumplir lo especificado en la Sección 7.5.1

##### **18.4.5.1 Acero de refuerzo helicoidal**

La cuantía de refuerzo helicoidal,  $\rho_s$ , no será menor que la requerida por la fórmula (10-5) respetando el límite inferior dado por la fórmula (18-6).

$$\rho_s \geq 0,12 f'_c / F_y \quad (18-6)$$

##### **18.4.5.2 Ligaduras**

El área total de la sección transversal de ligaduras cerradas, no será menor que el mayor de los valores dados por las fórmulas (18-7) y (18-8), donde  $h_c$  es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s h_c f'_c}{F_y} \left( \frac{A}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (18-7)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s h_c f'_c}{F_y} \quad (18-8)$$

Como refuerzo transversal, se podrán utilizar ligaduras cerradas, simples o múltiples. Como complemento se podrán usar ligaduras de una rama, con igual diámetro y separación que las anteriores, de forma tal que cada extremo abrace una barra longitudinal.

Los ganchuras de las ligaduras, se doblarán a  $135^\circ$  y tendrán una longitud de 6 diámetros ó 7,5 cm, la que sea mayor.

#### 18.4.5.3 Núcleo del miembro

Cuando el núcleo del miembro es capaz de resistir las solicitaciones que resultan de las combinaciones normativas incluidos el efecto del sismo, se pueden obviar las fórmulas (10-5) y (18-8).

Cualquier área de una columna que se extienda más de 10 cm del núcleo confinado, debe tener refuerzo transversal mínimo con la separación especificada para las ligaduras cerradas en la Sección 18.4.5.

#### 18.4.5.4 Miembros discontinuos

En columnas que excepcionalmente reciban reacciones de miembros rígidos discontinuos, como por ejemplo muros, cuya fuerza axial a compresión mayorada sea debida a las acciones sísmicas, el acero de refuerzo transversal por confinamiento será igual al requerido por las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 con la separación especificada en la Sección 18.4.5, se dispondrá en toda la altura de la columna por debajo del nivel en el cual ocurra la discontinuidad. Dicho acero de refuerzo se extenderá dentro del miembro rígido discontinuo, al menos una longitud igual a la de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro de acuerdo con la Sección 18.5.4. Si el extremo más bajo de la columna termina en un muro, el acero de refuerzo transversal especificado anteriormente, se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro en toda su longitud. Si la columna termina en una fundación o losa de fundación, el acero de refuerzo transversal especificado se extenderá al menos 30 cm en la fundación o en la losa de fundación. Véase la Fig. C-18.4.5.4.

### 18.4.6 Diseño por corte

#### 18.4.6.1 Fuerza cortante de diseño

Las columnas serán diseñadas para la fuerza cortante  $V_{ec}$ , suponiendo que en las caras de las vigas y columnas concurrentes a los nodos, se alcanzan los momentos resistentes máximos probables, como se describe a continuación:

1. El corte correspondiente a las articulaciones plásticas en cada extremo de la columna.

$$V_{e1} = \frac{(M_{prc}^{sup}) + (M_{prc}^{inf})}{h_n} \quad (18-9)$$

Los momentos  $M_{prc}$  son los momentos resistentes máximos probables en los extremos de la columna, obtenidos de un diagrama de interacción  $N_{pr} - M_{pr}$ , para las resistencias probables de la columna, para el rango de cargas axiales de compresión mayoradas del miembro para la combinación de diseño en consideración. La altura libre de la columna es  $h_n$ .

2. El corte  $V_{e1}$  no necesita ser mayor que el corte  $V_{e2}$  producido por los momentos resistentes máximos probables de las vigas que concurren a la cara de la columna en cada extremo de la misma

$$V_{e2} = \frac{\sum M_{prc}^{sup} FD^{sup} + \sum M_{prc}^{inf} FD^{inf}}{L_n} \quad (18-10)$$

donde

$$\sum M_{prc}^{sup} = M_{prv_{der}}^{sup} + M_{prv_{izq}}^{sup}$$

$$\sum M_{prc}^{inf} = M_{prv_{der}}^{inf} + M_{prv_{izq}}^{inf}$$

Los momentos resistentes máximos probables,  $M_{prv}$ , como se indica en la Sección 18.3.5. La distribución de los momentos resistentes máximos probables es proporcional al factor de distribución,  $FD = 4EI / h$ , para las columnas por encima y por debajo del nodo en consideración. Para columnas continuas, la distribución de los momentos se hará en proporción a  $FD = 1/h$  de las columnas, donde  $h$  representa la altura de entrepiso.

Con los resultados de los dos acápites anteriores, el corte  $V_{ec}$  se determinará de acuerdo con el siguiente criterio:

$$V_{ec} = V_{e2}, \text{ cuando } V_{e1} > V_{e2},$$

$$V_{ec} = V_{e1}, \text{ cuando } V_{e1} \leq V_{e2},$$

En ningún caso  $V_{ec} \leq V_u$

$V_u$  es el corte mayorado obtenido del análisis con las combinaciones de solicitaciones.

#### 18.4.6.2 Acero de refuerzo transversal por corte

El acero de refuerzo transversal dispuesto en la longitud  $L_o$  especificada en la Sección 18.4.5, se calculará para resistir el corte  $V_{ec}$  obtenido según el procedimiento de la Sección 18.4.6.1 suponiendo  $V_c = 0$ , cuando a lo largo de las columnas se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- La fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo las solicitaciones sísmicas es menor que  $0,05 A f'_c$ .
- Cuando en alguna de las dos secciones extremas se verifique que;

$$V_{e2} \geq 0,5 V_{ec} \quad (18-11)$$

Cuando se tome en cuenta la contribución del concreto,  $V_c$  se podrá calcular con la fórmula (11-4).

### 18.5 NIVEL DE DISEÑO ND3. NODOS VIGA-COLUMNNA

#### 18.5.1 Requisitos

Los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales, las fuerzas cortantes debidas a los momentos máximos probables  $M_{pr}$  de las vigas y columnas concurrentes a ellos, siempre que no sean menores que los cortes mayorados  $V_u$  obtenidos del análisis con las combinaciones de solicitaciones.

La tensión de cedencia en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas no será menor de  $1,25F_y$ .

La resistencia de diseño del nodo, según la Tabla 9.4, se calculará con el factor de minoración de resistencia  $\phi = 0,85$ .

Un nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos  $\frac{3}{4}$  parte de la cara del nodo.

### **18.5.2 Resistencia al corte**

Para concretos con agregado normal la resistencia teórica al corte del nodo, no excederá los siguientes valores:

$$\text{Para nodos confinados, } V_c = 5,3 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{Para nodos conectados por dos o tres miembros confinantes, } V_c = 4,0 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{Para otros casos, } V_c = 3,2 \sqrt{f'_c} A_j.$$

donde:

$A_j$  = Área horizontal efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo, igual al producto  $b_j h_j$ , en  $\text{cm}^2$ .

$b_j$  = En vigas de igual anchura que la columna, la anchura de la viga.

En vigas de menor anchura que la columna, la anchura efectiva del nodo es igual al menor valor entre:  
a) la anchura menor de la viga más la profundidad del nodo o; b) la anchura menor de la viga más dos veces la menor distancia perpendicular al eje de la viga, desde el borde de esta al borde la columna, sin exceder la anchura de la columna.

$h_j$  = Profundidad del nodo igual a la dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas.

Cuando se trate de concretos elaborados con agregados livianos, la resistencia teórica al corte del nodo, no deberá exceder el 75 % de las resistencias para concretos de agregado normal.

### **18.5.3 Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos**

El acero de refuerzo transversal especificado en la Sección 18.4.5 se colocará dentro del nodo, a menos que el mismo esté confinado. En este caso, se permite reducir la cantidad del acero de refuerzo transversal al 50 % de lo exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, el cual será detallado según la Sección 18.4.5 en una altura igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.

Cuando en una dirección el nodo no está confinado por vigas, el acero de refuerzo transversal exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2 y detallado según la Sección 18.4.5, será dispuesto a través del nodo para suministrar confinamiento al acero de refuerzo longitudinal de la viga cuando este quede fuera del núcleo de la columna.

### **18.5.4 Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal**

El acero de refuerzo longitudinal de la viga que termine en una columna, se extenderá a la cara más lejana del núcleo confinado de la columna y se anclará en tracción de acuerdo con la Subsección 18.5.4.1 y en compresión según el Capítulo 12.

#### **18.5.4.1 Barras con ganchuras**

En concretos con agregados normales y cuando se trate de barras No. 3 a No. 11, la longitud de anclaje  $L_{dh}$  para una barra con un ganchura estándar de  $90^\circ$ , no será menor que  $8 d_b$ , 15 cm. o la longitud requerida por la fórmula (18-12):

$$L_{dh} = 0,06 d_b F_y / \sqrt{f'_c} \quad (18-12)$$

Para concretos con agregados livianos, los valores de la longitud de anclaje anteriormente mencionado, deben incrementarse en un 25 %.

En todo caso, el ganchura de  $90^\circ$  de la barra, deberá estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o de un miembro de borde.

#### **18.5.4.2 Barras rectas**

Para barras sin ganchuras, cuyos diámetros no excedan al de la barra No. 11, la longitud de anclaje será: a) por lo menos igual a 2,5 veces la longitud exigida en la Subsección 18.5.4.1 cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra es igual o menor que 30 cm; y b) 3,5 veces la longitud establecida en la Subsección citada, cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra excede 30 cm.

La longitud de anclaje a través del núcleo confinado de una columna o un miembro de borde, será igual al valor siguiente:

$$L_{dm} = 1,6 L_d - 0,6 L_{dc} \quad (18-13)$$

donde:

$L_{dm}$  = Longitud de transferencia de tensiones requerida cuando la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado.

$L_d$  = Longitud de anclaje requerida en la presente Subsección.

$L_{dc}$  = Longitud de transferencia de tensiones de la barra, contenida en el núcleo confinado.

## **18.6 NIVELES DE DISEÑO ND3 y ND2. DIAFRAGMAS, CERCHAS, AMARRES Y MIEMBROS COLECTORES**

Los requisitos de este Artículo se aplicarán a las cerchas que forman parte del sistema resistente a sismos con Niveles de Diseño ND3 o ND2, así como también a las losas de piso y de techo que actúan como diafragmas, amarre, puntales, miembros colectores y las diagonales de los pórticos arriostrados, que transmiten las fuerzas sísmicas.

### **18.6.1 Cerchas estructurales, amarres y miembros colectores**

Cuando las tensiones de compresión en los miembros de cerchas estructurales, amarres y miembros colectores exceden de  $0,2 f'_c$  se dispondrá acero de refuerzo transversal en toda la longitud del miembro, como el que se especifica en la Sección 18.4.5. El refuerzo transversal especial puede ser discontinuado a partir de la sección donde la tensión de compresión calculada sea menor que  $0,15 f'_c$ . Los aceros de refuerzo deben calcularse para las fuerzas mayoradas utilizando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones totales de los miembros considerados.

Las fuerzas cortantes de diseño deben obtenerse a partir del análisis de cargas mayoradas y combinadas de acuerdo al Artículo 9.3. La verificación de la resistencia al corte cumplirá con la Sección 14.5.1, con las siguientes modificaciones:

En la fórmula (14-5),  $\alpha_c = 0,53$ ; con la condición  $V_n \leq 2,1 A_{cv} \sqrt{f'_c}$

### **18.6.2 Losas**

Las losas de piso o techo vaciadas en sitio sobre un sistema formado por nervios prefabricados, pueden servir como diafragma estructural cuando las mismas tienen las dimensiones y los detalles adecuados como para resistir las fuerzas de diseño. La superficie de concreto previamente endurecido sobre la cual se vacía la losa a estará limpia, libre de lechada de cemento y con superficie intencionalmente rugosa.

### **18.6.3 Diafragmas**

Los diafragmas utilizados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño especificadas deben cumplir lo siguiente:

- a) El espesor no será menor de 5 cm;
- b) En las superficies de las losas colocadas sobre miembros de pisos y techos prefabricados, el espesor de los miembros colectores y de borde, no serán menor de 8 cm ó  $6 d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro del mayor acero de refuerzo en la losa.

En los bordes de las aberturas de los diafragmas se dispondrán miembros de borde. El espesor de los miembros de borde no necesita ser mayor que el espesor del diafragma.

## **18.7 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN**

### **18.7.1 Alcance**

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.1.

### **18.7.2 Requisitos**

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.2.

### **18.7.3 Diseño por flexión**

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.3, salvo en el detallado del acero de refuerzo longitudinal que se sustituyen por los acápites a y b:

a. En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga deberá ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos un tercio de la capacidad para resistir momentos negativos.

b. En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente tanto para momento positivo como para momento negativo, será por lo menos igual a la quinta parte de la respectiva capacidad resistente de la sección en la cara del apoyo, debiendo adoptarse a estos efectos aquel extremo del miembro que demande la mayor capacidad resistente.

### **18.7.4 Diseño del refuerzo de confinamiento**

Las zonas confinadas se definen en la Subsección 18.3.4.1.

### **18.7.5 Diseño por corte**

La fuerza de corte para el diseño o demanda de cortante,  $V_u$ , se determinará del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido entre las caras internas de los nodos, actúan momentos de signos opuestos, en sentido horario y antihorario, correspondientes al momento  $M_n$  en las caras de los nodos y que el miembro en el tramo analizado está cargado por la combinación 1,2 CP +  $\gamma$  CV. El corte se calculará con la fórmula (18-14).

$$V_u = V_h + V_o = \frac{(M_n^{\pm})_i + (M_n^{\mp})_j}{L_n} + \frac{q_u L_n}{2} \quad (18-14)$$

$q_u$  = carga genérica

Se supondrá que la resistencia teórica al corte del concreto,  $V_c$ , es cero cuando se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

a. La fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo el efecto de sismo, es menor que  $0,05 A f'_c$ .

b. Cuando en alguna de las dos secciones extremas se verifique que:

$$V_h \geq 0,5 V_u \quad (18-15)$$

#### **18.7.5.1 Acero de refuerzo transversal**

El acero de refuerzo transversal se calculará con las fuerzas de corte de diseño que resulten de aplicar la fórmula (18-14), siguiendo las disposiciones del Capítulo 11, e incorporando la resistencia del concreto al corte de la Sección 18.7.4.

A menos que los requisitos de la Sección 18.7.5 resulten más exigentes, se colocará refuerzo transversal mínimo con arreglo a la Subsección 18.3.4.1.

## **18.8 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL**

### **18.8.1 Alcance**

Rigen los requisitos de la Sección 18.4.1.

### **18.8.2 Requisitos**

Rigen los requisitos de la Sección 18.4.2.

### **18.8.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas**

La resistencia a flexión de cualquier columna proporcionada para resistir carga axial a compresión mayorada que no exceda  $0,75 A f'_c$  debe satisfacer la siguiente fórmula (18 -16):

$$\Sigma M_c \geq 1,00 \Sigma M_v \quad (18-16)$$

donde,  $\Sigma M_c$  y  $\Sigma M_v$  están definidas en la Sección 18.4.3.

Cuando un nodo no satisfaga la condición establecida por la fórmula (18-16), las columnas que resisten las reacciones en ese nodo deberán reforzarse en toda su altura con el acero de refuerzo transversal especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2. Adicionalmente, deberá ignorarse su contribución salvo que, hecha la verificación de los efectos del desplazamiento de diseño, se compruebe que no hay problemas de deformabilidad global de la estructura.

Podrá obviarse la condición establecida por la fórmula (18-16) en no más del 20% de los nodos de un piso de una estructura, siempre y cuando hecha la verificación de los efectos del desplazamiento por diseño, se compruebe que no haya problemas para los desplazamientos de diseño obtenidos en el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1756. Las columnas que resisten las reacciones en ese nodo deberán reforzarse: a) con la máxima demanda de acero de refuerzo longitudinal resultante de las combinaciones de las solicitaciones del análisis estructural; b) el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 dispuesto en toda su altura, y; c) siempre que no sea una columna de esquina.

La condición establecida por la fórmula (18-16) puede obviarse cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo, o columnas de estructuras de hasta dos pisos. En estos casos, las columnas concurrentes al nodo deben reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2.

### **18.8.4 Acero de refuerzo longitudinal**

El acero de refuerzo longitudinal se calculará para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos mayorados tomando en consideración la Sección 18.8.3.

La cuantía geométrica  $\rho_g$  no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

### **18.8.5 Diseño del refuerzo de confinamiento**

A menos que el diseño por corte según la Sección 18.8.6 requiera una cantidad mayor, se colocará el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

Cuando el punto de inflexión calculado no se localice dentro de la mitad central de la altura libre del miembro, se dispondrá acero de refuerzo transversal en toda su altura libre del miembro según se especifica en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

La longitud a ser confinada se regirá por la Sección 18.4.5.

En la dirección del acero longitudinal las ligaduras cerradas, quedarán separadas a una distancia que no exceda:

- a) 15 cm;
- b) 8 veces diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

En la dirección perpendicular al eje longitudinal del miembro estructural las ligaduras cerradas, serán simples o múltiples, se espaciarán no más de 35 cm centro a centro.

Cuando el acero de refuerzo transversal especificado en la Subsección 18.8.5.1 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará reforzada con ligaduras cerradas cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

- i. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
- ii. 20 cm.

#### 18.8.5.1 Acero de refuerzo helicoidal y ligaduras

La cuantía de acero de refuerzo transversal, helicoidal o ligaduras cumplirá con las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, respectivamente.

#### 18.8.5.2 Núcleo del miembro

Regirá la Subsección 18.4.5.3

#### 18.8.5.3 Miembros discontinuos

Las columnas que excepcionalmente soporten reacciones de miembros rígidos discontinuos, como por ejemplo muros, se regirán por la Subsección 18.4.5.4

### 18.8.6 Diseño por corte

#### 18.8.6.1 Fuerzas cortante de diseño

Las columnas serán diseñadas para la fuerza cortante  $V_{ec}$ , suponiendo las máximas fuerzas cortantes en las caras de las columnas y de las vigas concurrentes a los nodos, como se describe a continuación:

1. El corte correspondiente a los momentos resistentes teóricos en cada extremo de la columna

$$V_{e1} = \frac{(M_{nc}^{sup}) + (M_{nc}^{inf})}{h_n} \quad (18-17)$$

Los momentos  $M_{nc}$  son los momentos resistentes teóricos en los extremos de la columna, obtenidos de un diagrama de interacción N - M de la columna, para el rango de cargas axiales mayoradas del miembro para la combinación de diseño en consideración. La altura libre de la columna es  $h_n$ .

2. El corte  $V_{e1}$  no necesita ser mayor que el corte  $V_{e2}$  producido por los momentos resistentes teóricos de las vigas que concurren a la cara de la columna en cada extremo de la misma

$$V_{e2} = \frac{\sum M_{nc}^{sup} FD^{sup} + \sum M_{nc}^{inf} FD^{inf}}{L_n} \quad (18-18)$$

donde

$$\sum M_{nc}^{sup} = M_{nv\ der}^{sup} + M_{nv\ izq}^{sup}$$

$$\sum M_{nc}^{inf} = M_{nv\ der}^{inf} + M_{nv\ izq}^{inf}$$

Los momentos resistentes teóricos, como se indica en la Sección 18.7.4. La distribución de los momentos resistentes teóricos es proporcional al factor de distribución  $FD = 4EI / h$  para las columnas por encima y por debajo del nodo en consideración. Para columnas continuas, la distribución de los momentos se hará en proporción a  $FD = 1/h$  de las columnas, donde  $h$  representa la altura de entrepiso.

Con los resultados de los dos acápites anteriores, el corte  $V_{ec}$  se determinará de acuerdo con el siguiente criterio:

$$V_{ec} = V_{e2} \text{ cuando } V_{e1} > V_{e2}$$

$$V_{ec} = V_{e1} \text{ cuando } V_{e1} \leq V_{e2}$$

En ningún caso  $V_{ec} \leq V_u$ .

donde  $V_u$  es el corte mayorado obtenido del análisis con las combinaciones de solicitaciones.

#### 18.8.6.2 Acero de refuerzo transversal por corte

Rige la Subsección 18.4.6.2

### 18.9 NIVEL DE DISEÑO ND2. NODOS VIGA-COLUMNA

En este Artículo rigen las disposiciones del Artículo 18.5, excepto que los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales las fuerzas cortantes debidas a los momentos teóricos de las vigas y columnas concurrentes a ellos obtenidos en el acápite 3 de la Sección 18.8.6. La tensión en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas se calculará con  $F_y$ .

### 18.10 MIEMBROS DE PORTICOS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS

#### 18.10.1 Materiales y empalmes

Los materiales utilizados cumplirán con la Sección 18.2.1. Los empalmes del acero de refuerzo cumplirán con la Sección 18.2.3.

#### 18.10.2 Criterios de diseño

Los miembros que se consideran no contribuyentes a la resistencia lateral, pero sometidos al desplazamiento de diseño, serán detallados de acuerdo con las Subsecciones 18.10.2.1 y 18.10.2.2, dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en esos miembros.

##### 18.10.2.1 Momentos y cortes inducidos

Para el diseño se usará la más desfavorable de las siguientes hipótesis de combinación de solicitaciones:

a) 1,2 CP +  $\gamma$  CV;

b) 0,9 CP.

Los valores de  $\gamma$  se dan en el Artículo 9.3.

El diseño deberá verificar que los momentos y cortes inducidos por el desplazamiento de diseño combinados con los momentos y cortes gravitacionales mayorados, no exceden a los momentos y cortes resistentes minorados en los miembros del pórtico.

##### 18.10.2.2 Fuerza axial

a) Los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada  $N_u$  que no exceda de  $0,1A f'_c$ , cumplirán con las Secciones 18.3.3 y 18.3.4. Los estribos se colocarán a todo lo largo del miembro y estarán separados una distancia no mayor que  $0,5 d$  del miembro.

b) Los miembros solicitados por fuerza axial mayorada  $N_u$  que excede a  $0,1A f'_c$  cumplirán con las Secciones 18.4.4, 18.4.5 y 18.5.2. Las ligaduras se colocarán a todo lo largo de la columna y su separación será  $s_o$ . La separación  $s_o$ , no será mayor que el menor valor de:

- i) seis veces el diámetro de la barra longitudinal menor de diámetro;
- ii) 15 cm.

Cuando en los miembros que soporten fuerzas axiales  $N_u > 0,35 [0,85 f'_c (A - A_s) + F_y A_s]$ , se cumplirá con la presente Subsección. El acero de refuerzo transversal colocado será la mitad de lo requerido en la Subsección 18.4.5.1, pero separación  $s_o$  no excederá en toda la altura de la columna.

## **CAPÍTULO 19 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO SIMPLE O NO REFORZADO**

### **19.1 ALCANCE**

En este Capítulo se establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de miembros estructurales de concreto de agregado normal no reforzado, también denominado concreto simple, vaciados en sitio. Aquellos miembros cuyas cuantías de refuerzo sean inferiores a las requeridas en los Capítulos 7 y 10, se considerarán como miembros de concreto simple.

Este Capítulo no sustituye las disposiciones establecidas para el diseño y construcción de pilotes de concreto vaciados en sitio y pilas o estribos de muros de retención de puentes, empotrados en el terreno.

Los requisitos de este Capítulo deben observarse en el diseño de estructuras especiales de concreto no reforzados, tales como: arcos, estructuras subterráneas de servicio, muros de gravedad y muros de defensa con excepción de lo siguiente:

- a) Los muros estructurales de concreto simple a nivel de base, quedan eximidos de los requisitos establecidos en el Artículo 4.3 para condiciones especiales de exposición.
- b) Las losas apoyadas directamente sobre el terreno, salvo que solo transmitan a éste cargas verticales generadas en otras partes de la estructura.

### **19.2 LIMITACIONES**

#### **19.2.1 Tipos de miembros**

El uso del concreto simple en miembros estructurales, está limitado a:

- (a) Miembros en los cuales todas las condiciones de carga, generan acciones de arco a la compresión, incluidos los efectos sísmicos;
- (b) Muros y pedestales (véase Artículos 19.6. y 19.8);
- (c) Miembros apoyados en forma continúa sobre el terreno o sobre otros miembros estructurales capaces de suministrar soporte continuo a solicitaciones verticales.

No se autoriza el empleo de concreto simple en columnas ni en zapatas apoyadas sobre pilotes. Tampoco se autoriza el uso de concreto liviano.

#### **19.2.2 Resistencia mínima**

La resistencia a la compresión especificada para concretos simples, no será menor que  $210 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### **19.2.3 Estructuras sismorresistentes**

Estructuras diseñadas para resistir fuerzas inducidas por sismos, en regiones de alto riesgo sísmico o diseñadas para un elevado desempeño sísmico, no deben tener en su sistema de fundaciones miembros estructurales de concreto no armado, excepto en los siguientes casos donde puede ser empleado en forma excepcional:

(a) En viviendas de no más de dos niveles, apoyadas en zapatas sin muros longitudinales portantes de refuerzo y zapatas aisladas que soportan pedestales de concreto simple, construidas con postes de tabiques tipo contrafuerte, portantes.

(b) En viviendas de no más de tres niveles construidas con muros portantes a base de tabiques con contrafuertes, se permite el uso de muros de fundación, siempre que el muro tenga un espesor mayor que 20 cm y el relleno retenido no balanceado no exceda 1.20 m.

(c) En estructuras de otro tipo se autorizan las zapatas de concreto simple que soporten muros vaciados en sitio o muros de mampostería reforzada, siempre y cuando las zapatas estén reforzadas longitudinalmente con no menos de dos barras de refuerzo continuas, de diámetro no menor que N° 4. El área total no será inferior a 0.002 veces el área de la sección transversal total de la zapata. Se asegurará la continuidad del refuerzo en esquinas e intersecciones.

### **19.3 JUNTAS**

Para limitar la necesidad de controlar las tensiones internas debidas a los efectos de fluencia, retracción y temperatura, en miembros estructurales de concreto simple se dispondrán juntas de retracción o de dilatación.

En la determinación del número y ubicación de las juntas de dilatación, se considerará la influencia de los siguientes factores: (i) las condiciones climáticas; (ii) la selección y dosificación de materiales; (iii) el mezclado, vaciado y curado del concreto; (iv) el grado de restricción a movimientos; (v) las tensiones debidas a las cargas de servicio, y; (vi) las técnicas constructivas.

### **19.4 MÉTODO DE DISEÑO**

#### **19.4.1 Criterios generales**

Los miembros estructurales de concreto simple deberán diseñarse para alcanzar una resistencia adecuada con arreglo a esta Norma, para lo cual se emplearán los factores de combinación de solicitaciones y minoración de la resistencia del Capítulo 9.

#### **19.4.2 Resistencia a tracción**

Cuando se cumpla con el Artículo 19.3, se podrá considerar la resistencia a la tracción de miembros estructurales de concreto simple. En miembros aislados se considerará que la capacidad de transmitir tracciones es nula en los siguientes casos: los bordes exteriores, las juntas de construcción y las de dilatación.

#### **19.4.3 Resistencia a la flexión y a la fuerza axial**

La resistencia de diseño a la flexión y a fuerzas axiales de miembros estructurales de concreto simple, se basará en relaciones lineales tensión – deformación, tanto a la tracción como a la compresión. Cuando se calcule la resistencia a la flexión, flexocompresión y corte, en el diseño se considerará toda la sección transversal del miembro, a excepción de miembros vaciados sobre el terreno en cuyo caso al espesor total  $h$ , se le restarán 5 cm.

#### **19.4.4 Acero de refuerzo**

Cuando la sollicitación mayorada exceda la resistencia de diseño, se dispondrá acero de refuerzo y el miembro en cuestión será diseñado como un miembro de concreto reforzado según los requisitos de esta Norma.

### **19.5 DISEÑO EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE**

#### **19.5.1 Resistencia teórica a flexión**

El diseño de secciones transversales sometidas a flexión, debe satisfacer la condición:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (19-1)$$

Donde el momento resistente teórico  $M_n$  calculado es igual a:

i) Cuando controla la tracción:  $M_n = 1,33 \sqrt{f'_c} S_e$  (19-2)

ii) Cuando controla la compresión:  $M_n = 0,85 f'_c S_e$  (19-3)

donde  $S_e$  es el módulo elástico de la sección transversal.

### 19.5.2 Resistencia teórica a compresión

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, deben satisfacer la condición:

$$\phi N_n \geq N_u \quad (19-4)$$

La resistencia teórica a la compresión  $N_n$  es igual a:

$$N_n = 0,60 f'_c \left[ 1 - \left( \frac{L_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (19-5)$$

donde  $A_1$  es el área cargada y  $L_c$  es la longitud de compresión del miembro.

### 19.5.3 Resistencia teórica a la flexocompresión

Miembros sometidos simultáneamente a flexión y fuerza axial, serán diseñados de acuerdo con los siguientes criterios:

(a) Caras con la máxima compresión:

$$N_u / \phi N_n + M_u / \phi M_n \leq 1 \quad (19-6)$$

(b) Caras con la máxima tracción:

$$M_u / S_e - N_u / A \leq \phi 1,33 \sqrt{f'_c} \quad (19-7)$$

donde  $M_n$  es la resistencia teórica calculada en la Sección 19.5.1.

### 19.5.4 Resistencia teórica a la fuerza cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, debe satisfacer la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (19-8)$$

donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada y la resistencia teórica al corte, se calcula de acuerdo con los siguientes criterios:

(a) Cuando se trate de solicitaciones en una dirección:

$$V_n = 0,35 \sqrt{f'_c} b h \quad (19-9)$$

(b) Cuando se trate de acciones en dos direcciones:

$$V_n = \left[ 0,35 + \frac{0,70}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} b_o h \leq 0,70 \sqrt{f'_c} b_o h \quad (19-10)$$

Donde:  $\beta_c$  es la relación entre la mayor y menor dimensión del área donde actúa una carga concentrada;  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica a corte en zapatas.

### 19.5.5 Resistencia al aplastamiento

Las áreas de soporte sometidas a la compresión deben satisfacer la siguiente condición:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (19-11)$$

En el caso de apoyos o soportes sometidos a la compresión, la resistencia teórica al aplastamiento,  $B_n$ , del área cargada,  $A_1$ , se calculará de acuerdo con:

$$B_n = 0,85 f'_c A_1 \quad (19-12)$$

En caso de que en todos los lados, el área de apoyo ( $A_2$ ) sea más ancha que el área que transmite la carga,  $\sqrt{f'_c}$ , el valor de  $B_n$  se multiplicará por:

$$\sqrt{(A_2 / A_1)} \leq 2 \quad (19-13)$$

## 19.6 MUROS

### 19.6.1 Apoyos

Los muros estructurales de concreto simple deben quedar apoyados en forma continua sobre: suelo, zapatas, muros de fundación, vigas de riostra u otros miembros estructurales capaces de suministrar soporte vertical.

### 19.6.2 Espesor

El espesor de muros de apoyo no será menor que 1/24 de la altura o de la longitud no restringida lateralmente cualquiera que sea menor, ni menor que 14 cm. El espesor de los muros exteriores y muros de fundación, no será menor que 20 cm.

### 19.6.3 Arriostramiento

Los muros deben quedar arriostrados contra traslaciones laterales. Véase el Artículo 19.3 y la Sección 19.4.2.

### 19.6.4 Resistencia de diseño

Los muros estructurales de concreto simple deben ser diseñados para soportar las fuerzas verticales, empujes de tierra u otras fuerzas estáticas a que estén sometidos. Este tipo de muros deberá diseñarse para la excentricidad correspondiente al máximo momento que pueda acompañar a la fuerza axial, pero no menos que 0,10h. Si la resultante de todas las cargas mayoradas se localiza dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño se ejecutará con la Sección 19.5.3.

El diseño para resistir fuerzas cortantes se ejecutará de acuerdo con la Sección 19.5.4.

### 19.6.5 Longitud horizontal efectiva

La longitud horizontal efectiva de muro a ser considerada para cada carga vertical concentrada, no excederá la distancia centro a centro entre cargas, ni la suma del anchura del apoyo más cuatro veces el espesor del muro, salvo que se realice un análisis detallado de esfuerzos.

### 19.6.6 Aberturas

Alrededor de aberturas tales como ventanas o puertas, se dispondrán no menos de 2 barras N° 5. Tal refuerzo debe extenderse como mínimo 60 cm mas allá de las esquinas de las aberturas.

## **19.7 Zapatas**

### **19.7.1 Criterios de diseño**

Las zapatas de concreto simple, se diseñarán para las cargas combinadas y reacciones inducidas con arreglo a los requerimientos de diseño establecidos en las Secciones 19.7.2 a 19.7.7.

### **19.7.2 Área de la base**

El área de la base de la zapata se determinará a partir de las fuerzas y momentos de servicio transmitidos al terreno y las presiones admisibles seleccionadas de acuerdo con los principios de la Mecánica de Suelos.

### **19.7.3 Espesor mínimo**

El espesor de zapatas de concreto simple no será menor que 20 cm. Véase la Sección 19.4.3.

### **19.7.4 Secciones críticas**

Para el diseño por flexión se verificarán las siguientes secciones críticas:

- a) Para zapatas que soportan columnas, pedestales o muros de concreto, en la cara de la columna pedestal o muro;
- b) Para zapatas que soportan un muro de mampostería, en la mitad de la distancia entre el centro y la cara del muro;
- c) Para zapatas que soportan una columna con una base metálica, en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

### **19.7.5 Resistencia al corte en zapatas**

La resistencia al corte en zapatas de concreto simple, en la vecindad de cargas concentradas o reacciones, será controlada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

- (a) Solicitaciones en una dirección de la zapata, con una sección crítica que se extiende en el plano que cruza todo el anchura de la zapata, localizada a una distancia  $h$  de la carga concentrada o del área de la reacción. Bajo estas condiciones, la zapata se diseñará con arreglo a la fórmula (19.9).
- (b) Solicitaciones en dos direcciones de la zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la misma, localizada de tal forma que su perímetro  $b_o$  sea mínimo, sin que se acerque a menos de  $h/2$  del perímetro de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata se diseñará de acuerdo con la fórmula (19.10).

Pedestales de concreto simple con sección circular o polígonos regulares, pueden ser tratados como miembros de sección cuadrada con la misma área para la localización de secciones críticas a flexión y a corte.

### **19.7.6 Aplastamiento**

Las solicitaciones combinadas actuando sobre las superficies de apoyo entre miembros soportantes y soportados, no deben exceder la resistencia al aplastamiento según se establece en la Sección 19.5.5.

## **19.8 PEDESTALES**

Los pedestales de concreto simple deben ser diseñados para resistir las cargas verticales o empujes de tierra. La relación entre la altura libre y la menor dimensión lateral promedio no debe ser mayor que 3.

La máxima sollicitación axial combinada actuante en pedestales de concreto simple, no debe exceder la resistencia de diseño dada en la Sección 19.5.5.

## ANEXO A (Normativo)

### MÉTODO DE LAS BIELAS

#### A.1 ALCANCE

El Método de las bielas está orientado a la resolución de problemas que no tienen un procedimiento explícito de diseño en esta Norma, y su aplicación está restringida al Estado Límite de Agotamiento Resistente, por lo que no incluye consideraciones de servicio, tales como flecha y agrietamiento.

#### A.2 MODELO ESTRUCTURAL

##### A.2.1 VALIDEZ

El modelo matemático deberá reflejar adecuadamente todas las fuerzas y condiciones de frontera de las regiones donde se presentan discontinuidades.

En aquellas regiones que presenten discontinuidades geométricas, fuerzas concentradas o reacciones en los apoyos, intersecciones entre vigas y de vigas con columnas, y existan distribuciones no lineales de las deformaciones internas de la estructura, la distribución de las tensiones podrá obtenerse por medio de modelos de celosías con miembros (bielas) y nodos de geometría adecuada. En lo sucesivo estas regiones se designan como regiones D.

El análisis y diseño considerará la geometría de la celosía, las dimensiones de sus miembros y zonas nodales, y cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad, incluyendo especialmente las fronteras donde existan discontinuidades.

Para que el modelo estructural mediante celosías sea válido, el ángulo entre las bielas comprimidas y traccionadas concurrentes a un nodo será mayor de 25°. Podrán cruzarse bielas traccionadas con bielas comprimidas, pero las bielas comprimidas solo podrán solaparse o cruzarse en los nodos.

Deberán coincidir los ejes de las bielas traccionadas con el de su acero de refuerzo.

Podrá incrementarse la resistencia efectiva de las bielas comprimidas cuando se demuestre mediante ensayos o análisis el incremento de resistencia por confinamiento del acero de refuerzo

##### A.2.2 CRITERIO GENERAL

El diseño de las bielas y el de sus zonas nodales cumplirá con la siguiente condición:

$$\phi N_t \geq N_u \quad (\text{A-1})$$

donde

$N_u$  = Fuerza axial en la biela, o la fuerza en una de las caras de la zona nodal producida por las solicitaciones mayoradas.

$N_t$  = Resistencia teórica a compresión o tracción de la biela o de la zona nodal, según se especifica en los Artículos A.3 a A.5, y

$\phi$  = Factor de minoración de la resistencia teórica especificado en el Capítulo 9 o el Apéndice B.

##### A.2.3 RESISTENCIA EFECTIVA DEL CONCRETO

La resistencia efectiva del concreto a compresión en las bielas comprimidas se calculará con las fórmulas (A-3) y (A-4), usando los factores de modificación  $\beta_s$  y  $\beta_n$  de las Tablas A.1 y A.2, respectivamente:

$$f'_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (\text{A-3})$$

$$f'_{cu} = 0,85 \beta_n f'_c \quad (\text{A-4})$$

**TABLA A.1 FACTOR DE MODIFICACIÓN POR AGRIETAMIENTO**

CASOS	$\beta_s$
1. Bielas comprimidas cuya anchura en su sección media es la misma que la de sus extremos, tales como la zona comprimida de una viga	1,0
2. Bielas comprimidas cuya anchura en su sección media es mayor que la de sus extremos. La biela de anchura variable cumple con los requisitos de la Sección A.3.2.1. a) Con acero de refuerzo b) No reforzada	0,75 0,60 $\lambda$
3. Bielas en miembros traccionados, o las alas traccionadas de miembros.	0,40
4. Todos los otros casos.	0,60
<b>Nota:</b> Los valores del factor $\lambda$ serán los de la Tabla 11.6.2.b	

**TABLA A.2 FACTOR DE MODIFICACIÓN POR ANCLAJE**

CASOS	$\beta_n$
1. Zonas nodales limitadas por bielas comprimidas o zonas cargadas, o ambas	1,0
2. Zonas nodales donde se ancla una sola biela traccionada	0,8
3. Zonas nodales donde se anclan dos o más bielas traccionadas	0,6

### A.3 RESISTENCIA DE LAS BIELAS COMPRIMIDAS

#### A.3.1 RESISTENCIA TEÓRICA

La resistencia teórica de las bielas comprimidas sin acero de refuerzo longitudinal será el menor entre  $N_{tc}$  calculado según la fórmula (A-5) con el área de la sección transversal de uno de los extremos de la biela,  $A_c$ , y el menor valor de la resistencia efectiva a compresión del concreto en la biela o en la zona nodal en el mismo extremo de la biela,  $f'_{cu}$ , obtenido con la fórmula (A-3).

$$N_{tc} = f'_{cu} A_c \quad (A-5)$$

#### A.3.2.1 BIELAS DE ANCHURA VARIABLE

En las bielas comprimidas cuya anchura en la sección media sea mayor que la anchura de sus extremos, el valor de  $\beta_s$  indicado en la Tabla A.1 estará condicionado a que el acero de refuerzo que cruza el eje de la biela sea capaz de resistir las fuerzas transversales de tracción que resultan de la propagación de las fuerzas de compresión en la biela. Conservadoramente se podrá suponer que la fuerza de compresión en la biela se distribuye con respecto a su eje con una pendiente 2 (longitudinal): 1 (transversal).

En estas bielas se usarán concretos de resistencia  $f'_c \leq 420 \text{ kgf/cm}^2$ , y los ejes de las mismas deberán estar cruzados por capas de refuerzo que satisfagan la fórmula (A-6):

$$\sum \frac{A_{si}}{b s_i} \text{sen } \gamma_i \geq 0,003 \quad (A-6)$$

donde  $A_{si}$  es el área total del acero de refuerzo en una capa, espaciado  $s_i$  y cuyas barras forman un ángulo  $\gamma_i$  con el eje de la biela.

El acero de refuerzo requerido podrá colocarse en dos direcciones ortogonales según los ángulos  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  con respecto al eje de la biela, o en una sola dirección formando el ángulo  $\gamma \geq 40^\circ$ .

### A.3.2.2 ACERO DE REFUERZO

La resistencia teórica de las bielas comprimidas podrá incorporar el acero de refuerzo longitudinal contenido en el eje paralelo al eje de la biela, siempre que este acero longitudinal esté confinado transversalmente con zunchos o estribos que cumplen los requisitos del Artículo 7.5. La resistencia teórica de las bielas comprimidas se calculará como:

$$N_{tc} = f'_{cu} A_c + A'_s F'_s \quad (\text{A-7})$$

## A.4 RESISTENCIA DE LAS BIELAS TRACCIONADAS

### A.4.1 RESISTENCIA TEÓRICA

La resistencia teórica a tracción de las bielas será  $N_{tt}$  calculada como:

$$N_{tt} = A_{st} F_y \quad (\text{A-8})$$

### A.4.2 ACERO DE REFUERZO

Los ejes de las bielas traccionadas y el de su acero de refuerzo deben coincidir.

El refuerzo transversal será anclado mediante ganchuras, anclajes mecánicos o barras rectas cuya longitud de transferencia de tensiones satisfaga los siguientes requisitos:

- En las zonas nodales se desarrollará la diferencia entre las fuerzas de la biela y la del nodo.
- La biela traccionada anclada en el nodo desarrollará su fuerza en el punto donde el baricentro de su acero de refuerzo permita alejarse de su zona nodal. Esta zona nodal queda definida por la extensión del área de carga o la de un prisma externo a la biela anclada, la que sea mayor.
- Cuando en una zona nodal concurren dos o más bielas traccionadas, las fuerzas en cada dirección serán desarrolladas en el punto donde el baricentro del acero de refuerzo permita alejarse de su zona nodal.
- El acero de refuerzo transversal requerido en la Sección A.3.2.2 se anclará de acuerdo con el Artículo 12.8.

## A.5 RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

### A.5.1 RESISTENCIA TEÓRICA

La resistencia teórica a compresión de las zonas nodales,  $N_{tn}$ , se calculará como:

$$N_{tn} = f'_{cu} A_n \quad (\text{A-9})$$

donde  $A_n$  es:

- El área de la cara en la zona nodal en donde actúa  $N_u$ , tomada perpendicularmente a la línea de acción de  $N_u$ , o
- El área de la sección a través de la zona nodal.

En un modelo tridimensional, el área de cada cara de la zona nodal será mayor o igual que la requerida en la fórmula (A-9), y las formas de las caras nodales deberán ser similares a las formas de las proyecciones de los extremos de las bielas por encima de las correspondientes caras de las zonas nodales.

**ANEXO B**  
**(Normativo)**

**PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES**

**B.1 ALCANCE**

Alternativamente al Capítulo 9, esta Norma podrá usarse con los factores de combinación de solicitaciones y de minoración de resistencias de este Apéndice para el Estado Límite de Agotamiento Resistente. Para el Estado Límite de Servicio rigen las disposiciones del Artículo 9.6.

No se podrán intercambiar los factores de combinación del presente Apéndice con los factores de minoración del Capítulo 9.

Los anclajes al concreto se diseñarán con la combinación de solicitaciones más desfavorable del presente Artículo.

**B.2 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE**

Las solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, **U**, debidas a las cargas permanentes, **CP**, y variables, **CV**, será por lo menos igual a:

$$\mathbf{U = 1,4 CP + 1,7 CV} \quad \mathbf{(B-1)}$$

En la fórmula (B-1), **U** representa la solicitación para el Estado Límite de Agotamiento del momento (**M<sub>U</sub>**), la carga axial (**N<sub>U</sub>**), la fuerza cortante (**V<sub>U</sub>**) o cualquier otra solicitación, y los coeficientes 1,4 y 1,7 son factores de combinación para las respectivas cargas permanentes y variables.

Cuando deban considerarse los efectos de impacto en las combinaciones pertinentes se sustituirá **CV** por (**CV + impacto**).

Cuando se toma en cuenta la acción del sismo **S**, se investigarán las siguientes combinaciones para determinar la máxima solicitación **U**:

$$\mathbf{U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) \pm 1,0 S} \quad \mathbf{(B-2)}$$

y

$$\mathbf{U = 0,9 CP \pm 1,0 S} \quad \mathbf{(B-3)}$$

Para cualquier combinación de **CP**, **CV** y **S**, la solicitación **U** no será menor que la dada por la fórmula (B-1).

En las combinaciones (B-2) y (B-3), las solicitaciones sísmicas, **S**, se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma COVENIN 1756. El Artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular **S** de manera simplificada, como la suma de: (i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, **S<sub>H</sub>**, y (ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación:

$$\mathbf{S = S_H \pm (0,2 \alpha \phi \beta A_o) CP} \quad \mathbf{(B-4)}$$

Cuando se toma en cuenta la acción del viento **W**, se aplicarán las combinaciones siguientes:

$$\mathbf{U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV + 1,6 W)} \quad \mathbf{(B-5)}$$

$$\mathbf{U = 0,9 CP + 1,3 W} \quad \mathbf{(B-6)}$$

Cuando las solicitaciones por, **W**, no hayan sido reducidas por un factor de direccionalidad, se permitirá usar 1,3 **W** en lugar de 1,6 **W** en la combinación (B-6).

El diseño de las fundaciones y muros de sostenimiento en condiciones estáticas se regirá por la presente Norma. Adicionalmente cumplirá con las combinaciones de solicitaciones y requisitos del Capítulo 11 de la Norma COVENIN 1756 en lo referente al diseño sísmico y post-sísmico.

Las presiones laterales del suelo no se incluirán en las combinaciones de solicitaciones cuando se opongan a otras acciones; pero se incluirán en el cálculo de las resistencias minoradas.

Cuando se tome en cuenta las acciones **CF** debidas al peso y la presión de fluidos con densidades bien definidas y con alturas máximas controlables, la solicitación **U** será por lo menos igual a:

$$U = 1,4 CP + 1,7 CV + 1,4 CF \quad (B-7)$$

con la salvedad que si **CP** o **CV** reducen el efecto de **CF**, se aplicará la combinación :

$$U = 0,9 CP + 1,4 CF \quad (B-8)$$

Para cualquier combinación de **CP**, **CV** y **CF**, la solicitación **U** no será menor que la que resulta de la combinación **(B-1)**.

La presión vertical de líquidos se tomará en cuenta como carga permanente **CP**, considerando las posibles fluctuaciones de la altura del líquido.

Cuando las solicitaciones **CT**, provenientes de los asentamientos diferenciales, fluencia, retracción, o cambios de temperatura, puedan ser significativos, la solicitación **U** será por lo menos igual a:

$$U = 0,75 (1,4 CP + 1,4 CT + 1,7 CV) \quad (B-9)$$

pero no será menor que:

$$U = 1,4 (CP + CT) \quad (B-10)$$

Las estimaciones de los efectos debidos a: asentamientos diferenciales, fluencia, retracción o cambios de temperatura, se basarán en una evaluación realista de los mismos sobre la estructura en condiciones de servicio.

En las estructuras destinadas a la protección contra inundaciones se aplicarán las combinaciones (9-10) y (9-11) del Artículo 9.3.

### B.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO

Los factores de minoración de la resistencia teórica serán los de las Tablas B-9.3a y B-9.3b.

**TABLA B-9.3a FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA,  $\phi$**

RESISTENCIA TEÓRICA		FACTOR DE MINORACIÓN $\phi$
<b>Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales</b>		
e)	Secciones controladas por compresión (véase sección 10.2.6)	
	i) Miembros confinados o zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la sección 10.4.3	0,75
	ii) Miembros no confinados o con ligaduras cerradas como refuerzo transversal	0,70
f)	Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6.	0,90
g)	Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6.	Véase nota
h)	Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
<b>Corte y Torsión</b>		
Excepto para el diseño de cualquier miembro del sistema resistente a sismos. Ménsulas, consolas y soportes similares		0,85
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.		0,60
En los diafragmas, $\phi$ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo		0,85
<b>Aplastamiento del concreto</b>		
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Apéndice A		0,70

Diseño según el Apéndice A		
	Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos. Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1	0,85
	Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3	0,60
	Diseño de Miembros Estructurales de Concreto no Reforzado o Simple, según el Capítulo 19 Flexión, compresión, corte y aplastamiento.	0,65
<b>Diseño de longitudes de desarrollo, según el Capítulo 12</b>		1,00
<p><b>Nota:</b> El factor de minoración de la resistencia <math>\phi</math> puede incrementarse o interpolarse linealmente como se indica en la Figura C-B.3: Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción <math>\epsilon_s</math> en el acero más traccionado bajo la resistencia teórica, se encuentra en la zona, de transición entre secciones controladas por compresión (<math>\phi = 0,75</math> ó <math>0,70</math>) y controladas por tracción (<math>\phi = 0,90</math>), se permitirá incrementar <math>\phi</math> hasta el valor de 0.90. La variación del factor de minoración <math>\phi</math> puede escribirse como función de las deformaciones en la zona de tracción, <math>\epsilon_s</math>, o como función de la relación de profundidad del eje neutro, <math>c / d</math>, valores que se obtienen del cálculo de la resistencia teórica.</p>		

Para los anclajes al concreto según el Apéndice D se emplearan los factores de la Tabla B-9.3b. La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

**TABLA B-9.3b ANCLAJE AL CONCRETO. FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA,  $\phi$**

Anclajes controlados por la resistencia del elemento de acero		
Solicitaciones	Falla dúctil	Falla frágil
Tracción	0,80	0,70
Corte	0,75	0,65
Anclajes controlados por la resistencia del concreto o el deslizamiento del anclaje		
Solicitaciones	Condición A	Condición B
<b>Corte</b>	0,85	0,75
<b>Tracción</b> Espárragos con cabeza, pernos con cabeza o pernos con ganchuras colocados antes del vaciado del concreto	0,85	0,75
Anclajes colocados en el concreto endurecido, precalificados por ensayos según ACI 355.2		
Categoría 1	0,85	0,75
Categoría 2	0,75	0,65
Categoría 3	0,65	0,55
<p><b>Nota:</b> Categoría 1, instalación poco sensible alta y confiabilidad. Categoría 2, instalación medianamente sensible y mediana confiabilidad. Categoría 3, instalación altamente sensible y poca confiabilidad.</p>		

#### B.4 SOLICITACIONES Y RESISTENCIAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Aplicarán las disposiciones del Artículo 9.6

**ANEXO C**  
**(Normativo)**

**REFERENCIAS NORMATIVAS Y BIBLIOGRAFÍA**

**C.1 REFERENCIAS NORMATIVAS**

Las siguientes normas contienen disposiciones que al ser citadas en este texto, constituyen requisitos de esta Norma Venezolana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma está sujeta a revisión, se recomienda a aquellos que realicen acuerdos con base en ellas, que analicen la conveniencia de usar las ediciones más recientes de las normas citadas seguidamente.

**C1.1 Normas Venezolanas**

- FONDONORMA 28:2004      Cemento Pórtland. Requisitos
- COVENIN 255:1998      Agregados. Determinación de la composición granulométrica
- COVENIN 266:1977      Método de ensayo para determinar la resistencia al desgaste de agregados gruesos menores de 38,1 mm. (1 y 1/2 pulg.) por medio de la máquina de Los Ángeles
- COVENIN 267:1978      Método de ensayo para determinar la resistencia al desgaste en agregados gruesos mayores de 190 mm por medio de la máquina de Los Ángeles
- COVENIN 277:2000      Concreto. Agregados. Requisitos
- COVENIN 316:2000      Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural
- COVENIN 338:2002      Concreto. Método para la elaboración, curado y ensayo a compresión de cilindros de concreto.
- COVENIN 339:2003      Concreto. Método para la medición del asentamiento con el cono de Abrams
- FONDONORMA 341:2004      Concreto. Determinación de la resistencia a tracción indirecta usando probetas cilíndricas y núcleos de concreto
- FONDONORMA 342:2004      Concreto. Determinación de la resistencia a la flexión en vigas simplemente apoyadas. Cargas en los extremos del tercio central
- COVENIN 344:2002      Concreto fresco. Toma de muestras
- COVENIN 345:1980      Método para la extracción de probetas cilíndricas y viguetas de concreto endurecido
- COVENIN 356:1994      Aditivos utilizados en el concreto. Especificaciones
- COVENIN 357:1994      Aditivos incorporadores de aire para concreto. Especificaciones
- COVENIN 484:1993      Cemento Pórtland. Determinación de la resistencia a la compresión de morteros en probetas cúbicas de 50,8 mm de lado
- COVENIN 505:1996      Alambre de acero para refuerzo estructural
- COVENIN 614:1997      Límite de peso para vehículos de carga
- COVENIN 633:2003      Concreto premezclado. Requisitos
- FONDONORMA 935:2004      Cemento Pórtland-Escoria. Requisitos

- COVENIN 1022:1997 Malla de alambres de acero electrosoldados para refuerzo estructural
- COVENIN 1609:1980 Método de ensayo para la determinación de la dureza esclerométrica en superficies de concreto endurecido
- COVENIN 1618:1998 Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites
- COVENIN 1681:1980 Método de ensayo para determinar la velocidad de propagación de ondas en el concreto
- COVENIN 1756-1:2001 Edificaciones sismorresistentes. Parte 1. Requisitos
- COVENIN 1756-2:2001 Edificaciones sismorresistentes. Parte 2. Comentarios
- COVENIN 1975:1983 Método de ensayo para determinar el peso unitario de concreto estructural liviano
- COVENIN 2000/I:1987 Sector construcción. Especificaciones, codificación y mediciones. Parte I. Carreteras
- COVENIN 2000/I:1991 Sector construcción, codificación de partidas para presupuestos. Parte I Carreteras
- COVENIN 2002:1988 Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones
- COVENIN 2003:1989 Acciones del viento sobre las construcciones
- COVENIN 2004:1998 Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR de edificaciones
- COVENIN 3336:1997 Tubos de acero al carbono galvanizados por inmersión en caliente y sin galvanizar, con y sin costura, para uso general
- COVENIN 3400:1998 Impermeabilización de edificaciones

### **C1.2 Otras normas**

Hasta tanto sean aprobadas las Normas Venezolanas correspondientes, deben consultarse las siguientes normas:

- ASTM A307-04 Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength
- ASTM C595-03 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
- ASTM C1218-99 Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- ASTM A775-04a Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
- ASTM A934-04 Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
- ASTM A884-04 Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
- ASTM D1883-99 Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils
- ASTM D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- ANSI/AWS Structural Welding Code - Reinforcing Steel. AWS D1.4, American Welding Society, Miami, Florida.

### **C.2 BIBLIOGRAFÍA**

- COVENIN 614:1997 Límite de peso para vehículos de carga

COVENIN 1352:1997 Automotriz. Neumáticos de uso normal en servicio de carreteras para vehículos diferentes a los automóviles de pasajeros.

COVENIN 2402:1997 Tipología de los vehículos de carga

COVENIN 3623:2000 Diseño sismorresistente de tanques metálicos.

CCCA Ag 101-75 Especificaciones de agregados livianos para concreto estructural. Comité Conjunto del Concreto Armado. Caracas. Venezuela

ACI 318-02 Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)

ACI 355.2/355.2 R-01 Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchurars in Concrete and Commentary.

NEHRP 2000

ATC 40

FEMA 273

ACI 350-01 Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350R-89)

ACI 350-03

AASHTO T-128

AASHTO T-274

ANSI/ASME B1.1

ANSI/ASME B18.2.1

ANSI/ASME B18.2.6

ASTM D1196-93(2004) Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements

Cortesía de :

## ANEXO D (Normativo)

### ANCLAJES EN EL CONCRETO

#### D.1 ALCANCE

Este Apéndice establece los requisitos para el diseño de los anclajes en el concreto para transmitir las solicitaciones estructurales entre los miembros interconectados o sus insertos. Los niveles de seguridad de este Apéndice están concebidos para el Estado Límite de Servicio, y no cubren las condiciones durante la construcción, así como tampoco el diseño de los anclajes en el concreto por impacto, fatiga ni en las zonas de articulaciones plásticas.

Este Apéndice se aplicará tanto a los anclajes colocados antes del vaciado del concreto como a los colocados en el concreto endurecido, pero excluye los insertos especiales, tales como pernos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola plancha de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes adhesivos o en morteros expansivos, y pernos y clavos percutidos neumáticamente. También se incluyen los pernos instalados en el concreto endurecido que cumplen previamente con los ensayos de precalificación de la Norma ACI 355.2. El acero de refuerzo usado en los anclajes, cumplirá con todas las disposiciones de la presente Norma.

#### D.2 REQUISITOS GENERALES

##### D.2.1 Criterio de seguridad estructural

La resistencia de los anclajes embebidos en el concreto será la menor entre la resistencia asociada a la falla del acero del anclaje y la falla del concreto donde se encuentra embebido. El mecanismo de falla preferentemente se iniciará por la falla del anclaje y no la del concreto, especialmente cuando está sometido a acciones dinámicas o sísmicas. Este Apéndice no cubre el diseño de los anclajes en las zonas de articulaciones plásticas, ni la de los anclajes solicitados por impacto o fatiga.

Los factores de mayoración de solicitaciones y de minoración de las resistencias teóricas son apropiados para las aplicaciones estructurales, pero no cubren las condiciones durante la etapa de construcción, que si bien son breves requieren niveles de seguridad más exigentes.

##### D.2.2 Métodos de análisis

Los anclajes y conjuntos de anclajes se diseñarán para los efectos críticos producidos por las solicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico. Se permitirá el análisis plástico cuando las resistencias teóricas están controladas por la falla de los anclajes de acero dúctil y se incorpore la compatibilidad de las deformaciones producidas.

##### D.2.3 Requisitos sismorresistentes

El diseño sismorresistente de los anclajes en el concreto fuera de las zonas de articulaciones plásticas cumplirá adicionalmente con los siguientes requisitos:

- a) Los pernos instalados posteriormente al endurecimiento del concreto deberán aprobar los ensayos sismorresistentes del documento ACI 355.2.
- b) Para el Nivel de Diseño ND3, la resistencia de diseño de los anclajes será  $0,75 \phi N_t$  y  $0,75 \phi V_t$ . Los factores de minoración  $\phi$  serán los del Capítulo 9 o el Anexo B, y  $N_t$  y  $V_t$  se definen el Artículo D.3.
- c) Para el Nivel de Diseño ND2, la resistencia de diseño de los anclajes estará controlada por la resistencia a la tracción o el corte del elemento de acero dúctil, a menos que en el diseño del inserto que lo vincula a la estructura permita incursiones dúctiles en cedencia para solicitaciones no mayores que la mínima resistencia de diseño del anclaje.

##### D.2.4 Resistencia del concreto

Este Apéndice supone el uso de concretos con agregados de peso normal, con  $f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$  para anclajes colocados antes del vaciado del concreto y, a menos que se demuestre mediante ensayos satisfactorios, de  $f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$  para anclajes instalados en el concreto endurecido.

En los concretos con agregados livianos, se multiplicarán por 0,75 los valores de  $\sqrt{f'_c}$  en las fórmulas de  $N_t$  y  $V_t$ , y por 0,85 cuando se trate de concretos livianos con arena. Cuando se sustituya el agregado parcialmente con arena se permitirá la interpolación lineal.

## D.2.5 Anclajes

### D.2.5.1 Materiales

La geometría de los espárragos y pernos con cabeza cumplirá con los requisitos de las Normas ANSI/ASME B1.1, B18.2.1, B18.2.6. Los espárragos y pernos con cabeza y los pernos con ganchuras demostrarán que poseen una resistencia al deslizamiento en secciones no agrietadas, sin incluir el efecto beneficioso de la fricción, igual o mayor que  $1,4N_p$ , donde  $N_p$  se define en las fórmulas (D-15) y (D-16), respectivamente.

Los anclajes a ser instalados en el concreto endurecido deben ser previamente calificados de conformidad con el documento ACI 355.2. Para ser usados en estructuras con Niveles de Diseño ND2 o ND3, estos anclajes deberán aprobar previamente el ensayo de simulación sísmica de la mencionada Norma ACI.

### D.2.5.2 Resistencia

La resistencia de los anclajes deberá fundamentarse en ensayos certificados según el documento ACI 355.2 o en las resistencias teóricas obtenidas con los procedimientos de los Artículos D.3 y D.4.

La resistencia de los anclajes con respaldo experimental utilizará los materiales, la configuración, el tipo de anclaje, las longitudes de anclaje, las distancias al borde, las planchas base, la sensibilidad y confiabilidad en la instalación, así como las cargas esperadas en la obra, incluyendo las acciones sísmicas. La resistencia teórica se determinará del número de ensayos necesarios para garantizar un cuantil del 5%.

El agrietamiento del concreto se controlará con la colocación del acero de refuerzo que cumple con los requisitos de esta Norma y que se coloca según la Sección 10.3.2.1, o bien por la grieta equivalente con refuerzo de confinamiento. En los modelos analíticos se podrá incluir el acero de refuerzo suplementario que confina o restringe la rotura del concreto, o ambos.

## D.3 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

Los anclajes al concreto se diseñaran para satisfacer las dos siguientes condiciones:

$$\phi N_t \geq N_u \quad (\text{D-1})$$

$$\phi V_t \geq V_u \quad (\text{D-2})$$

En estas fórmulas,  $\phi N_t$  y  $\phi V_t$  son las menores resistencias de diseño determinadas del mecanismo de falla apropiado. Los correspondientes valores de los factores de minoración de las resistencias teóricas y de mayoración de las solicitaciones se suministran en el Capítulo 9 o el Apéndice B. Cuando  $N_u$  y  $V_u$  actúan simultáneamente, se considerarán los efectos de interacción según el Artículo D.4.

### D.3.1 Diseño por tracción

El diseño por tracción estará controlado por la menor entre los anclajes y el concreto en que están embebidos.

La resistencia de los anclajes estará determinada por su resistencia a la tracción o por la resistencia al deslizamiento sin rotura sustancial en el concreto que lo rodea.

La resistencia del concreto estará determinada por la fractura del volumen de concreto que rodea al anclaje o por el desprendimiento del concreto adyacente a las caras del miembro donde se ancla.

### D.3.1.1 Resistencia teórica de los anclajes

La resistencia teórica a la tracción de los anclajes individuales, o de conjuntos adecuadamente conectados,  $N_s$ , no excederá de

$$N_s = n A_{se} F_{ut} \quad (D-3)$$

donde  $F_{ut} \leq 1,9 F_y$

$$F_{ut} \leq 8800 \text{ kgf/cm}^2$$

### D.3.1.2 Resistencia teórica al deslizamiento del anclaje

La resistencias teórica al deslizamiento de los anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto,  $N_p$ , no excederá de

$$N_p = \psi_4 N_p \quad (D-4)$$

Para espárragos o pernos con cabeza individuales,  $N_p$ , no excederá de

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \quad (D-5)$$

Para pernos anclados en zonas donde el análisis indique que la sección no está agrietada bajo cargas de servicio ( $F_t < F_r$ ) el coeficiente  $\psi_4 = 1,4$ , de lo contrario  $\psi_4 = 1,0$

Para pernos individuales provistos de ganchuras,  $N_p$ , no excederá de

$$N_p = 0,9 f'_c e_h d_o \quad (D-6)$$

con  $3 d_o \leq e_h \leq 4,5 d_o$

### D.3.1.3 Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes

La resistencia teórica del concreto a la fractura causada por un anclaje individual o un conjunto de anclajes traccionados,  $N_{cb}$  o  $N_{cbg}$ , con diámetros no mayor de 5 cm ( 2 plg) y longitud de anclaje no mayor de 0,65 m, no excederá de :

Para el anclaje individual

$$N_{cb} = (A_N / A_{No}) \psi_2 \psi_3 N_b \quad (D-7)$$

Para el conjunto de anclajes

$$N_{cbg} = (A_N / A_{No}) \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b \quad (D-8)$$

donde

$A_N$  = área proyectada de la superficie de falla del anclaje o del conjunto de anclajes, delimitada por líneas rectas trazadas a  $1,5 h_{ef}$  medido desde el centro del anclaje o en el caso de conjuntos, por la línea que pasa a través de la fila de anclajes adyacentes.  $A_N$  no debe exceder a  $n A_{No}$ , donde  $n$  es el número de anclajes traccionados del conjunto.

$A_{No}$  = área proyectada de la superficie de falla de un anclaje individual alejado de los bordes de la sección concreto

$$A_{No} = 9 h_{ef}^2 \quad (D-9)$$

En el caso especial de anclajes con varias distancias a los bordes de concreto, en las fórmulas (D-9) a (D-13) la profundidad efectiva de inserción,  $h_{ef}$ , estará limitado a  $0,67 c_{m\acute{a}x}$ , siendo  $c_{m\acute{a}x} \leq 1,5 h_{ef}$ .

Para pernos expansivos o instalados después del endurecimiento del concreto,  $h_{ef}$  no será mayor que los  $\frac{2}{3}$  del espesor del miembro o el espesor de miembros de menos de 10 cm.

$N_b$  = En anclajes individuales traccionados en concreto agrietado, no excederá de

$$N_b = k \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5} \quad (D-10)$$

con

$k = 10$  para anclajes colocados antes del vaciado del concreto.

$k = 7$  para anclajes instalados en concreto endurecido.

Alternativamente, en espárragos y pernos con cabeza instalados antes del vaciado del concreto, con  $30 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 65 \text{ cm}$ , se podrá tomar

$$N_b = 5,80 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{D-11})$$

$\psi_1$  = Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga que solicita al conjunto de anclajes, válida para  $e_N \leq 0,5 s$ :

$$\psi_1 = \frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{3 h_{ef}}} \leq 1 \quad (\text{D-12})$$

El coeficiente de modificación  $\psi_1$  se calculará individualmente para cada eje y su producto se usará como  $\psi_1$  en la fórmula (D-8). En el cálculo de  $e_N$  solo se considerarán los pernos traccionados.

$\psi_2$  = Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto

$\psi_2 = 1$  Cuando  $c_{min} \geq 1,5 h_{ef}$ .

$\psi_2 = 0,7 + 0,3 (c_{min} / 1,5 h_{ef})$ , formula (D-13), cuando  $c_{min} < 1,5 h_{ef}$ .

En el caso especial de anclajes con varias distancias a los bordes de concreto, en la fórmula (D-13) la profundidad efectiva  $h_{ef}$  estará limitado a  $0,67 c_{m\acute{a}x}$ , siendo  $c_{m\acute{a}x} \leq 1,5 h_{ef}$ .

$\psi_3$  = Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto

En zonas de concreto no agrietado bajo condiciones de servicio, es decir,  $F_t < F_r$

Anclajes colocados antes del vaciado de concreto,  $\psi_3 = 1,25$

Anclajes colocados en concreto endurecido,  $\psi_3 = 1,4$

En zonas de concreto agrietado,  $\psi_3 = 1,0$

Cuando en la cabeza de los anclajes se dispone una arandela o plancha, se podrá calcular el área proyectada de la superficie de falla con las líneas rectas medidas a  $1,5 h_{ef}$  del perímetro de la plancha o arandela. El perímetro efectivo no excederá el valor de la sección proyectada a una distancia igual al espesor de la arandela o plancha,  $t$ , fuera de la cabeza del anclaje.

#### D.3.1.4 Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes

Cuando la cabeza del anclaje está profundamente anclada pero cercana a un borde de concreto,  $c < 0,4 h_{ef}$ , la resistencia teórica al desprendimiento del concreto,  $N_{sb}$ , no excederá de:

Para anclajes individuales:

$$N_{sb} = 42,5 c \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad (\text{D-14})$$

Cuando el anclaje individual está localizado a una distancia perpendicular,  $c_2$ , menor que  $3c$  medida desde el borde de concreto, la fórmula (D-14) se multiplicará por  $0,25 (1 + c_2/c)$ , cuando  $1 \leq c_2/c \leq 3$ .

Para el conjunto de anclajes con cabeza, cuando  $c < 0,4 h_{ef}$  y estén separados entre sí menos que  $6c$ :

$$N_{sbg} = \left( 1 + \frac{s_o}{6 c} \right) N_{sb} \quad (\text{D-15})$$

donde  $s_o$  es la separación de perno más externo del grupo al borde de concreto y  $N_{sb}$  se obtiene con la fórmula (D-14) pero sin la modificación por la distancia perpendicular al borde.

### D.3.2 Diseño por corte

El diseño por corte estará controlado por la menor resistencia al cortante de los anclajes,  $V_s$ , o por la menor resistencia del concreto que los envuelve, por fractura por corte o por efecto del apalancamiento del anclaje sobre el concreto.

#### D.3.2.1 Resistencia teórica de los anclajes

La resistencia teórica al corte de un anclaje o grupo de anclajes,  $V_s$  se evaluará a partir de las dimensiones de los anclajes y las propiedades de su acero. En todos los casos  $F_{ut}$  no será mayor que  $1,9 F_y$  ó  $8800 \text{ kgf/cm}^2$ .

- a) Para espárragos con cabeza instalados antes del vaciado del concreto

$$V_s = n A_{se} F_{ut} \quad (D-16)$$

- b) Para pernos con cabeza y pernos con anclajes colocados antes del vaciado de concreto

$$V_s = n 0,6 A_{se} F_{ut} \quad (D-17)$$

- c) Anclajes colocados en concreto endurecido

$$V_s = n (0,6 A_{se} F_{ut} + 0,4 A_{sl} F_{utsl}) \quad (D-18)$$

#### D.3.2.2 Resistencia teórica a la fractura del concreto por fuerza cortante en los anclajes

La resistencia teórica del concreto a la fractura por fuerza cortante aplicada al anclaje o conjunto de anclajes,  $V_{cb}$  ó  $V_{cbg}$ , con diámetro no mayor de 5 cm (2 plg) y longitud de anclaje no mayor de 0,65 m, no excederá los siguientes valores:

- a) Para fuerza cortante perpendicular al borde de concreto del anclaje individual

$$V_{cb} = (A_v / A_{vo}) \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-19)$$

- b) Para fuerza cortante perpendicular al borde de concreto de un conjunto de anclajes

$$V_{cbg} = (A_v / A_{vo}) \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-20)$$

- c) Para fuerzas cortante paralela a un borde de concreto,  $V_{cb}$  o  $V_{cbg}$ , será el doble del valor de la fuerza cortante calculada con las fórmulas (D-19) ó (D-20), respectivamente, con  $\psi_6 = 1$ .

- d) Para anclajes localizados en una esquina, la resistencia teórica a la fractura del concreto será el menor valor que resulte entre todas las esquinas.

$A_v$  = área proyectada de la superficie de falla correspondiente al lado del miembro de concreto en el borde cercano al anclaje o conjunto de anclajes.

Se podrá cuantificar esta área como la base a la mitad de la altura de una pirámide truncada proyectada hacia la superficie opuesta a la del anclaje. La altura de la pirámide truncada se mide desde la cara interna de la cabeza del anclaje sobre la cara del miembro y sus lados están dados por los ejes de la fila de anclajes considerados críticos. El valor de  $c_1$  se tomará como la distancia del borde del eje.

$A_v \leq n A_{vo}$ , donde n es el número de anclajes del conjunto.

$A_{vo}$  = área proyectada del anclaje en un miembro profundo y alejado a los bordes de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte. Se podrá calcular esta área como la base de la mitad de la pirámide, con la dimensión del lado paralelo al borde como  $3 c_1$  y una profundidad de  $1,5 c_1$ , es decir,  $A_{vo} = 4,5 c_1^2$ .

Cuando los anclajes están a diferentes distancias del borde de concreto y están soldados a un inserto que distribuye las fuerzas entre todos ellos se podrá calcular la fuerza en los anclajes tomando en cuenta la fila más alejada del borde de concreto. En este caso, se podrá usar el valor de  $c_1$  como la distancia al borde del eje a la fila de anclajes más alejados seleccionado como crítico, y todo el corte se supondrá que lo soporta solamente esta fila crítica.

$V_b$  = resistencia básica al corte del concreto

Para el anclaje individual en concreto agrietado no excederá de

$$V_b = 1,85 (L / d_o)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (D-21)$$

Para espárragos y pernos con cabeza, o pernos con ganchuras colocados antes del vaciado del concreto y que están continuamente soldados a insertos de acero con espesor igual o mayor que 9,5 mm o la mitad de del diámetro de los pernos, la resistencia básica a corte del concreto del anclaje individual en concreto agrietado no excederá de:

$$V_b = 2,10 (L / d_o)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (D-22)$$

Tal que:

- a) Para el conjunto de anclajes, la resistencia se determinará en la fila de anclajes más alejado del borde de concreto.
- b) La distancia centro a centro entre los anclajes no será menor de 6 cm.
- c) Cuando  $c_2 \leq 1,5 h_{ef}$  se colocará acero de refuerzo en las esquinas

$\psi_5$  = Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga en un conjunto de anclajes, válida para  $e_v \leq 0,5 s$

$$\psi_5 = \frac{1}{1 + \frac{2 e_v}{3 c_1}} \leq 1 \quad (D-23)$$

$\psi_6$  = Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto

$\psi_6 = 0,7$  cuando  $c_2 \geq 1,5 c_1$

$\psi_6 = 0,7 + 0,3 (c_2 / 1,5 c_1)$ , fórmula (D-24), cuando  $c_2 < 1,5 c_1$

$\psi_7$  = Coeficiente que es función del agrietamiento del concreto.

Para anclajes localizados en regiones no agrietadas bajo cargas de servicio,  $\psi_7 = 1,4$ .

Para anclajes en concreto agrietado sin refuerzo suplementario o esquinas reforzadas con barras menores al No. 4 (14M),  $\psi_7 = 1,0$

Para anclajes en concreto agrietado con refuerzo suplementario iguales o mayores que el No.4 (14M) entre el anclaje y el borde;  $\psi_7 = 1,2$

Para anclajes en concreto agrietado con refuerzo suplementario No. 4 (14M) o mayor entre el anchura y el borde, y con refuerzo suplementario rodeado con estribos con separación no mayor de 10 cm,  $\psi_7 = 1,4$

En el caso especial de anclajes influenciados por tres o más esquinas, la distancia,  $c_1$ , a usar en las fórmulas se limitará a  $h/1,5$ .

### D.3.2.3 Resistencia teórica del concreto al efecto de apalancamiento en los anclajes

La resistencia teórica del concreto al efecto de apalancamiento en los anclajes,  $V_{cp}$ , no excederá de:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (D-25)$$

donde

$k_{cp} = 1,0$  para  $h_{ef} < 6,5$  cm.

$k_{cp} = 2,0$  para  $h_{ef} \geq 6,5$  cm.

con  $N_{cb}$  calculado con la fórmula (D-7)

### D.4 DISEÑO POR CORTE Y TRACCIÓN SIMULTÁNEOS

Cuando  $V_u \leq 0,2 \phi V_t$ , la resistencia total en tracción será:  $\phi N_t \geq N_u$

Cuando  $N_u \leq 0,2 \phi N_t$ , la resistencia total en tracción será:  $\phi V_t \geq V_u$

Cuando  $V_u > 0,2 \phi V_t$  y  $N_u > 0,2 \phi N_t$  se verificará la siguiente fórmula de interacción N -V:

$$( N_u / \phi N_t ) + ( V_u / \phi V_t ) \leq 1,2 \quad (D-26)$$

## D.5 DETALLADO DE LOS ANCLAJES

Los anclajes se instalarán de acuerdo con las especificaciones y planos del proyecto.

Se podrán usar las separaciones, las distancia a los bordes de concreto y los espesores mínimos de los miembros según el presente Artículo, a menos que se utilicen valores experimentales que cumplan con la norma ACI 355.2

La separación centro a centro entre los anclajes será  $4d_o$  para pernos instalados antes del vaciado del concreto y de  $6d_o$  para pernos instalados antes del vaciado pero apretados por torque o pernos instalados en concreto endurecido.

El recubrimiento mínimo de protección del acero de refuerzo cumplirá con la Sección 7.2.4. El anclaje mínimo a los bordes de concreto será de  $6 d_o$ .

La distancia mínima de los anclajes colocados sobre concreto endurecido será la indicada en el Capítulo 7, o la que se determine experimentalmente según el documento ACI 355.2 , y no será menor que dos veces el tamaño máximo del agregado. En ausencia de resultados experimentales podrán usarse los siguientes valores:

Anclajes con entalladuras  $6 d_o$

Anclajes instalados con torque controlado  $8 d_o$

Anclajes con desplazamiento controlado  $10 d_o$

Cuando la distancia a los bordes de concreto o la separación entre pernos instalados que no producen fuerza cizalladora o que son apretados sin torque es menor que lo especificado en esta Norma, en los cálculos se sustituirá  $d_o$  por un valor menor,  $d^*_o$ , y las fuerzas aplicadas se limitarán a los valores correspondientes a un anclaje con diámetro  $d^*_o$ .

El valor de  $h_{ef}$  en pernos colocados en concreto endurecido o pernos con entalladura, no excederá de  $\frac{2}{3}$  del espesor del miembro o el espesor del miembro disminuido en 10 cm.

## ANEXO E (INFORMATIVO)

### TANQUES Y RECIPIENTES ESTANCOS DE CONCRETO

#### E.1 ALCANCE

El presente Capítulo se aplicará al proyecto y construcción de tanques y recipientes estancos de concreto reforzado, vaciados en sitio, que hacen parte de edificaciones e instalaciones industriales tales como: compartimentos de obras hidráulicas, plantas de tratamiento, piscinas, y similares, con las limitaciones que se indiquen en cada caso.

En el caso de estructuras con líquidos peligrosos para la salud y las estructuras propias de la Ingeniería Ambiental y Sanitaria, los requisitos de esta Norma pudieran ser insuficientes, especialmente en lo que corresponde a la protección en ambientes agresivos, vibraciones producidas por equipos, y estados límites de servicio más restrictivos que los exigidos a las estructuras de edificaciones. Al respecto consúltese el documento ACI 350-01 *Environmental Engineering Concrete Structures* y las Normas de la American Water Association, AWA.

Las solicitaciones sísmicas se tratan en la Sección **E.3.1**.

Se exceptúan de esta Norma las obras de concreto postensadas y prefabricadas, cuyas especificaciones pueden ser consultadas en el documento ACI 350-01.

#### E.2 CRITERIOS GENERALES

Este Capítulo establece métodos de diseño y construcción que permitan alcanzar una seguridad adecuada a las solicitaciones externas, la eventual fuga o contaminación de líquidos, la resistencia adecuada contra los elementos químicos del contenido y la corrosión del acero de refuerzo, así como una durabilidad apropiada.

##### E.2.1 Información geotécnica

La información debe contemplar la además de los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo de fundación, los concernientes a la estabilidad global del sitio de fundación.

##### E.2.2 Durabilidad e impermeabilidad del concreto

Con el fin de garantizar la durabilidad apropiada del concreto se cumplirá con los requisitos de los Capítulos **4 y 5** y el Artículo **E.5**.

La impermeabilidad del concreto aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones agua / cemento lo más bajas posibles sin que se afecte su trabajabilidad y buena compactación en el producto vaciado. Véanse los Capítulos **4** y la Sección **5.3**.

Las dosificaciones con aditivos, tales como hidrófugos e incorporadores de aire deben ser controladas cuidadosamente en la obra para su aprobación, para evitar disminución en la resistencia del concreto. En el caso de los incorporadores de aire, y a menos que otros porcentajes se hayan justificado experimentalmente previamente a su empleo, el porcentaje de aire incorporado no será inferior al 4% ni mayor del 6%.

##### E.2.3 Resistencia mínima

El concreto de las partes estructurales del tanque no tendrá una resistencia inferior a  $240 \text{ kgf/cm}^2$ .

##### E.2.4 Espesores mínimos de muros y losas

El espesor mínimo de muros y losas estará controlado por el tamaño de las grietas en el Estado Límite de Servicio y los límites de las tensiones que aseguran una larga vida útil de la obra.

El espesor de las losas del fondo directamente apoyadas sobre el suelo se regirá por el Capítulo **21** de la presente Norma o el Apéndice G del documento ACI 350-01.

## **E.2.5 Retracción por fraguado**

En el proyecto y la construcción se tomarán todas las precauciones para minimizarla la retracción por fraguado por medio de relaciones agua / cemento apropiadas, el suficiente acero de refuerzo por retracción (Subsección E.2.6.2), la disposición adecuada de las juntas y, principalmente, el curado del concreto desde las primeras horas del inicio de su fraguado.

## **E.2.6 Acero de refuerzo**

### **E.2.6.1 Acero de refuerzo principal**

La fisuración del concreto se controlará mediante la selección de los diámetros del acero de refuerzo, su distribución y separación, de acuerdo con los requisitos de la Subsección 10.3.2.1.

Los empalmes del acero de refuerzo cumplirán con los requisitos del Capítulo 12.

### **E.2.6.2 Acero de refuerzo por retracción y temperatura**

El acero de refuerzo por retracción y temperatura consistirá de barras con resaltos, al menos N° 3 ó 10 M para muros y losas de hasta 20 cm de espesor, y N° 4 ó 12M para muros y losas de más de 20 cm de espesor.

La cuantía de refuerzo por retracción y variación de temperatura, calculada sobre el área total de la sección, es función de la separación entre juntas de disipación de retracción en la dirección de refuerzo, y no será inferior a la especificada en la Tabla 7.7.

La separación máxima del refuerzo por retracción y temperatura será de 20 cm centro a centro en cada cara.

### **E.2.6.3 Recubrimiento**

Como mínimo se utilizarán los recubrimientos indicados en la Sección 7.1.4.

## **E.3 PROYECTO ESTRUCTURAL**

El proyecto estructural debe identificar las zonas potenciales de fisuración en el concreto, con el fin de limitar el anchura de grieta y proteger adecuadamente el acero de refuerzo contra la corrosión y la pérdida de impermeabilidad del concreto. El análisis y diseño estructural de tanques y otros compartimentos estancos deberá realizarse para los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente, tal como se definen el Capítulo 9, con los requisitos adicionales indicados en este Artículo.

### **E.3.1 Acciones y solicitaciones**

Las acciones y solicitaciones de diseño son las indicadas en las Normas COVENIN 2002 y COVENIN 1756

Las solicitaciones de diseño para tanques y recipientes estancos bajo las acciones de la gravedad, se determinan a partir de la profundidad y peso unitario de los líquidos y/o sólidos contenidos, los empujes del suelo con el tanque lleno, y vacío, los equipos que se instalen, las cargas variables sobre sus tapas o cubiertas, y las cargas hidrodinámicas que adicionalmente se produzcan durante sismos, tanto impulsivas como convectivas, asociadas a la inercia del líquido.

Especial cuidado deberá tenerse con los efectos de impacto y vibración producidos por los equipos instalados, así como por las eventuales pruebas de carga, efectos térmicos, desagües obturados y tanque en condición de rebose. En los tanques enterrados, cuya estanqueidad haya sido comprobada antes de realizar su relleno exterior, deberá contemplarse esta condición en su diseño estructural.

Para la determinación de las solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas en tanques de planta cilíndrica o prismática, se recomienda el empleo del Código ACI 350.3-01 y su Comentario. La metodología de ese Código conduce a solicitaciones a nivel de tensiones admisibles y deberá ser reconciliada con los criterios de diseño de la presente Norma. No obstante, por tener una estructura de superposición modal similar al de la norma COVENIN 3623:2001, 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 prescritas en la Norma COVENIN 1756 vigente, para los factores de uso seleccionados.

### **E.3.1.1 Nivel freático y subpresión**

En el proyecto deben considerarse los efectos de las presiones del agua freática  $\phi$ , especialmente las subpresiones sobre los tanques vacíos. 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.

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.

### **E.3.2 Factores de mayoración de solicitaciones**

Para el Estado Límite de Agotamiento Resistente deben utilizarse los coeficientes de mayoración indicados en el Artículo 9.2 con las siguientes excepciones:

- a) En la fórmula (9.1), el coeficiente de mayoración para fluidos CF, debe ser 1,2 ;
- b) El resultado de las combinaciones de solicitaciones U, dadas en Tabla 9.1, se multiplicarán por 1,3 cuando se utilicen para determinar el acero de refuerzo;
- c) En tanques circulares, el acero de refuerzo en tracción axial, incluyendo las tracciones anulares, se calculará con  $1,65 U$ ;
- d) Cuando se utilizan las combinaciones de la Tabla 9.1 para el diseño del acero de refuerzo por corte, el cortante que exceda la resistencia del concreto,  $\phi V_c$ , debe ser multiplicado por 1,3
- e) En las zonas de compresión por flexión, todas las solicitaciones resistidas por el concreto, incluidas las fuerzas axiales, se calcularán con  $1.0 U$ .

Para el estado límite de servicio se usarán las combinaciones establecidas en el artículo 9.5

### **E.3.3 Factores de minoración de la resistencia**

En el diseño de tanques y recipientes estancos se usarán los factores de minoración de la resistencia teórica especificados en el Artículo 9.3.

## **E.4 JUNTAS**

Con el fin de minimizar los efectos nocivos de los cambios volumétricos en el concreto, deben disponerse juntas y detalles especiales del acero de refuerzo. Conforme a lo dispuesto en el Artículo 6.5 de la presente Norma, el Código ACI 350-01 y el Capítulo 6 de la Norma COVENIN 3400-98 las juntas deberán estar claramente indicadas en los planos y debe darse allí suficiente información para garantizar que la construcción se realice adecuadamente.

En la selección de los tipos de junta a utilizar para compensar los cambios volumétricos y de geometría causados por la retracción de fraguado, la fluencia, las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad, y los asentamientos diferenciales, se deberán cumplir los siguientes requisitos:

### **E.4.1 Juntas de dilatación**

En general, las juntas de dilatación deben localizarse cerca de los cambios abruptos de la geometría de la estructura. En las juntas de dilatación de losas sobre el terreno, debe tenerse especial cuidado con el efecto de la restricción que ejerce el suelo. Las juntas de dilatación deben ser capaces de transferir los cortantes a través de la junta, causados por los movimientos diferenciales de los elementos adyacentes, y diseñarse de tal manera que pueda ocurrir movimiento en la junta sin afectar su impermeabilidad. Las juntas de dilatación deben tener algún tipo de relleno compresible, similar a una barrera de caucho, neopreno, plástico u otro material que cumpla la función de impedir el paso del líquido contenido. Tanto el relleno como la barrera deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que se presenten en la junta. El acero de refuerzo se debe terminar a 5 cm de la cara de la junta de expansión.

#### **E.4.2 Barreras contra el paso del agua**

Las barreras contra el paso del agua pueden ser de caucho, de cloruro de polivinilo (PVC), acero, o de otro material. Las primeras se utilizan en juntas donde se esperan mayores movimientos. Para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de 10 mm y deben tener una anchura mínimo de 22 cm para juntas de expansión y de 15 cm para otras juntas, el cual se repartirá mitad y mitad entre los dos concretos al lado de la junta. Cuando sean de acero, deben ser pletinas de al menos 6 mm (¼") y deben estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 7,5 cm y un dobléz central cuyo tamaño dependerá del movimiento esperado.

#### **E.4.3 Rellenos**

Los rellenos preformados cumplen la doble función 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. El elemento de relleno mas adecuado debe ser capaz de resistir compresiones hasta de la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la junta se contraen. En general se utiliza corcho, neopreno, caucho, poliuretano (plástico espumoso), y otros materiales. No se permite utilizar madera.

#### **E.4.4 Juntas de retracción**

La función principal de las juntas de contracción, o de disipación de retracción, es la de reducir las tensiones producidos durante la retracción por fraguado del concreto. Se pueden emplear dos tipos juntas de contracción: de profundidad parcial o de profundidad total las cuales deben satisfacer los requisitos siguientes:

- (a) De profundidad total: En las juntas de contracción de profundidad total el refuerzo se interrumpe a 5 cm de la junta. En la cara del concreto que se vacía en primera etapa de la junta se coloca un compuesto que evite la adherencia de este concreto con el de segunda etapa. La junta debe tener una barrera del tipo indicado en la Sección E.4.2. Cuando se deba transferir tensiones cortantes de un lado a otro de la junta, pueden utilizarse barras de transferencia (*dowels*) engrasadas. La separación entre estas juntas es función de las cuantías, pero no debe ser mayor a la indicada en la Sección E.2.1 para la cuantías mínima.
- (b) De profundidad parcial: Las juntas de contracción de profundidad parcial se utilizan cuando se desea transferir parte de la tracción a través de la junta para amarrar las dos partes de la estructura. El acero de refuerzo que pasa no puede ser más del 50 por ciento del refuerzo perpendicular a la junta. Estas juntas se deben espaciar a distancia del orden de las 2/3 partes de las juntas de profundidad total.

#### **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. Las juntas de construcción deben localizarse de tal manera que cumplan los siguientes requisitos:

- (a) Deben tener el menor efecto posible sobre la resistencia de la estructura y;
- (b) Deben separar la estructura en segmentos que faciliten su construcción.

Las juntas de construcción deben prepararse antes de vaciar el concreto de segunda etapa contra la junta, para garantizar una buena adherencia entre los concretos. Todo el acero de refuerzo debe continuarse a través de la junta de construcción. En aquellos lugares donde la junta deba ser impermeable, debe colocarse una barrera contra el paso del agua, como las indicadas en la Sección E.4.2.

#### **E.4.6 Llaves de cortante**

Cuando se utilicen, las llaves de la cortante, deberán diseñarse y construirse cuidadosamente con el fin de que no interfieran con las barreras contra el paso del agua.

### **E.5 CONSTRUCCIÓN**

A continuación se indican algunos requisitos generales para la construcción de tanques y compartimentos estancos, adicionales a los establecidos en los Capítulos 4 y 5.

#### **E.5.1 Agregados**

Los agregados gruesos deben ser de un tamaño efectivo máximo de 2.5 cm, sin exceder 1/5 de la menor dimensión entre caras de las formaletas, 1/3 del espesor de las losas ó 3/4 de la separación libre mínima entre barras de refuerzo (Sección 3.3.1). En general, el uso de concreto bombeado incrementa la retracción por fraguado y debe evitarse a menos que se tomen precauciones especiales.

### **E.5.2 Dosificación de las mezclas**

Las mezclas de concreto deben dosificarse de tal manera que su relación agua / cemento no exceda 0,45. El asentamiento máximo, medido con arreglo a la Norma COVENIN 339 en el lugar de colocación del concreto, después de que ha sido transportado dentro de la obra, no debe ser menor de 2.5 cm para los pisos, ni menor de 10 cm para los muros. El contenido de cemento de las mezclas no debe ser menor que 330 kgf/m<sup>3</sup>, y la resistencia del concreto no debe ser menor que 250 kgf/cm<sup>2</sup>.

### **E.5.3 Encofrados**

El empleo de encofrados lo mas lisos posible da lugar a superficies poco rugosas, lo cual minimiza la resistencia al flujo, facilita el mantenimiento y el eventual tratamiento de las superficie del concreto. En general el uso del concreto bombeado aumenta la retracción de fraguado por lo que debe evitarse eln lo posible su uso a menos que el ingeniero estructural indique las precauciones especiales.

### **E.5.4 Colocación y compactación**

Inmediatamente que el concreto se coloque dentro de las formaletas, se procederá a su compactación por medio de vibradores con el fin de asegurar una compacidad adecuada y evitar todo tipo de oquedades.

### **E.5.5 Curado**

El buen curado del concreto es fundamental para la obtención de concretos impermeables. En general el concreto debe mantenerse húmedo por el mayor tiempo posible después de que ha iniciado el fraguado, durante un periodo mínimo de siete días.

## ANEXO F (INFORMATIVO)

### PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO

#### F.1 ALCANCE

En este Capítulo se presentan los requerimientos generales para el cálculo y diseño de pavimentos de concreto hidráulico, entendiendo como tales las estructuras constituidas por losas de concreto simple o con acero de refuerzo, las cuales transmiten los esfuerzos de manera continua y uniforme hacia el terreno natural.

Quedan excluidos de este Capítulo los siguientes casos de pavimentos:

- a. Pavimentos intertrabados elaborados con adoquines, bloques u otros elementos prefabricados de concreto hidráulico.
- b. Pavimentos preesforzados (pre o postensados).
- c. Pavimentos para aeropuertos.

#### F.2 REQUISITOS GENERALES

##### F.2.1 Resistencia de diseño del concreto ( $f'_r$ )

La resistencia de diseño del concreto para los efectos de este Capítulo se especificará en base a la resistencia promedio a la tracción por flexión con carga en los tercios del tramo  $f_r$ , determinado según lo descrito en la norma Venezolana COVENIN 342, aplicando un coeficiente de variación de 15%. El valor mínimo de la resistencia de diseño será de 35 kg/cm<sup>2</sup> a la edad de 28 días.

##### F.2.2 Agregados

Los agregados empleados en la elaboración de concreto para pavimentos deben cumplir con lo estipulado en el Capítulo 13 de la norma COVENIN 2000. Tendrán un desgaste máximo de 40%, evaluado según la norma Venezolana COVENIN 266 o COVENIN 267, según corresponda.

##### F.2.3 Aceros

Los aceros deberán cumplir con lo establecido en el Capítulo 3, sección 3.6. El recubrimiento mínimo se encontrará conforme con lo establecido para losas y placas vaciadas sobre el terreno en la tabla 7.2.4 del Capítulo 7.

#### F.3 MÓDULO DE REACCIÓN EFECTIVO DEL APOYO

Las losas de pavimento se denominan de apoyo directo cuando 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 se denominarán pavimento de concreto de apoyo compuesto.

A efectos del diseño el terreno natural se asume como homogéneo 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 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 deberá considerar el efecto dentro del diseño del pavimento.

##### F.3.1 Determinación del módulo de reacción efectivo ( $k_{eff}$ )

El valor del módulo de reacción efectivo ( $k_{eff}$ ) a emplear será el correspondiente a condiciones de carga estática.

El valor de  $k_{\text{eff}}$  para el diseño será:

- a. Para pavimento de apoyo directo: El que proporciona el terreno natural, previamente conformado y debidamente compactado al 95% de su densidad máxima seca, según lo estipulado en la norma AASHTO T-128.
- b. Para pavimento de apoyo compuesto: El resultante del efecto combinado del terreno natural y una o más capas de apoyo ubicadas entre la cara superior del terreno natural y la cara inferior de la losa de concreto.

#### F.3.1.1 Módulo de reacción del terreno natural ( $k_e$ )

El módulo de reacción del terreno natural se establecerá mediante la aplicación de cualquiera de los siguientes métodos:

- a. Ensayos con placas de carga en campo, obteniendo de manera directa el valor de módulo de reacción según lo estipulado en ASTM D1196.
- b. Establecer el módulo elástico, según lo descrito en el método AASHTO T-274. El módulo elástico se convierte en el valor de soporte mediante la fórmula  $k_e = E_E/49,28$  (en  $\text{kg/cm}^2\text{-cm}$ )
- c. Fijar la Relación de Soporte de California (CBR) y correlacionar su valor con  $k_e$  mediante la fórmula  $k_e = 3.65 \cdot \text{CBR}^{0.64}$

#### F.3.1.2 Efecto combinado ( $k_{\text{eff}}$ )

Para el caso de pavimentos con apoyo compuesto, el valor de  $k_{\text{eff}}$  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.

El valor de  $k_{\text{eff}}$  a emplear en el diseño será:

- a. El obtenido directamente en campo mediante ensayos de cargas y deflexiones efectuados sobre la superficie de la última capa de apoyo siguiendo lo estipulado en ASTM D1196.
- b. El que corresponda a la aplicación de la gráfica 3.3-II de la norma AASHTO-93, previa caracterización del módulo elástico de los materiales que componen la(s) capa(s) aplicando uno de los siguientes métodos:
  - b.1 Ensayos directos sobre el material para establecer el valor del módulo elástico, según lo descrito en el método AASHTO T-274.
  - b.2 Fijando la relación de soporte de California (CBR), y 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  $E_E = k_e \times 49.28$ . 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 y convirtiendo el resultado obtenido de la combinación con el terreno natural en el valor para el nuevo terreno de apoyo, hasta llegar a la superficie final.
- c. El que se obtenga mediante un modelaje matemático del soporte incluido el terreno natural y las capas intercaladas entre este y la base de la losa de pavimento, considerando una fundación elástica por capas.

### F.4 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

#### F.4.1 Período de diseño

La unidad para el período de diseño será el año calendario. Salvo que se estipule expresamente lo contrario, el período de diseño mínimo para los pavimentos rígidos contemplados en el presente Capítulo será de 20 años.

#### F.4.2 Pavimentos para vías de tránsito vehicular convencional

Se definen como vías de tránsito vehicular convencional aquellas destinadas al tránsito de vehículos de pasajeros o de carga convencionales, dotados de cauchos de tipo neumático que cumplan con lo contemplado en la norma Venezolana COVENIN 1352, con una distribución de ejes y con cargas máximas según lo contemplado en las normas Venezolanas COVENIN 2402 y COVENIN 641.

El espesor de losa en pavimentos para vías de tránsito convencional se establece 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, siguiendo los lineamientos establecidos por la PCA (Portland Cement Association), y según lo establecido a continuación.

#### F.4.2.1 Cargas de tránsito

Los vehículos se clasificarán según lo especificado en la norma Venezolana COVENIN 2402. Los tipos de eje para el diseño y sus pesos máximos serán los establecidos en la norma Venezolana COVENIN 614.

Cada tipo de eje generará al menos un grupo de carga para efectos de diseño. Se denomina grupo de carga a la combinación de carga por eje y tipo de eje.

Al momento de establecer el o los grupos de carga se dejará constancia expresa en la memoria de cálculo del origen de los datos.

#### F.4.2.2 Factor de mayoración (FM)

Las cargas asumidas para cada tipo de eje se mayorarán para el diseño, aplicando los factores *FM* en función del tipo de tránsito e importancia de la vía de acuerdo a lo siguiente:

<u>Tipo de vía</u>	<u>FM</u>
Vías clasificadas como troncales, con tráfico continuo y muy alto volumen de tránsito pesado (más de 40%), con más de un canal por sentido y tránsito promedio superior a los 10.000 vehículos en un lapso de 24 horas. Patios o vialidad de uso industrial.	1,3
Vías clasificadas como troncales, con tráfico continuo y alto volumen de tránsito pesado (más de 10%), con más de un canal por sentido y/o con un tránsito esperado promedio superior a los 5.000 vehículos en un lapso de 24 horas	1,2
Vías clasificadas como arteriales o troncales, con moderado volumen de tránsito pesado (menos de 10%) y/o con un tránsito esperado promedio superior a 1.000 vehículos en un lapso de 24 horas	1,1
Vías residenciales, calles de servicio y otras vías locales que cuenten con menos de 2% de tránsito pesado y con un nivel de tránsito promedio igual o inferior a 1.000 vehículos en un lapso de tiempo de 24 horas.	1,0

#### F.4.2.3 Mínimo espesor del pavimento

El espesor mínimo para los pavimentos en vías de tránsito convencional será de 12 cms.

#### F.4.2.4 Mecanismo de transferencia de carga

Los mecanismos de transferencia de carga podrán ser mediante trabazón de agregados o por transmisores de corte.

#### F.4.2.5 Condición de borde de losa

Deberá establecerse en el diseño del pavimento, si el mismo contará o no con bordes protegidos. Se entenderá que hay una condición de borde o lateral protegido cuando en el diseño se contemplen mecanismos que impidan la infiltración de las aguas provenientes de escorrentía superficial hacia las capas de apoyo subyacentes a las losas en una distancia mínima de 1 metro medida desde el borde exterior de la losa del pavimento.

### F.4.2.6 Requisitos generales para determinar el espesor de losa

El espesor de losa será el que satisfaga simultáneamente los requerimientos bajo criterios de fatiga y erosión.

El procedimiento para determinar el espesor de losa para todos los pavimentos de concreto destinados a soportar tránsito vehicular convencional, será el que se establece en esta sección.

#### F.4.2.6.1 Espesor de losa bajo criterio de fatiga

##### F.4.2.6.1.1 Esfuerzo equivalente

Cada grupo de carga generará en el pavimento un esfuerzo equivalente. Para obtener los valores de los esfuerzos equivalentes para cada grupo de cargas se aplicará la fórmula (F-1)

$$\sigma_e = \frac{2.313 \cdot X}{h^2} \cdot f_1 \cdot f_2 \quad (F-1)$$

siendo

- $\sigma_e$  = esfuerzo equivalente (kg/cm<sup>2</sup>)
- X = factor de carga
- h = espesor de losa (cm)
- f<sub>1</sub> = factor de ajuste por área de contacto
- f<sub>2</sub> = factor de ajuste para condiciones de borde

Los factores que intervienen en la determinación del esfuerzo equivalente se calcularán de acuerdo a lo siguiente:

##### F.4.2.6.1.1.1 Factor de carga (X)

Se determina aplicando las siguientes fórmulas :

$$X = 2525 \log(R_r) + 24.42R_r + 0.204R_r^2 - 1600 \quad (F-2)$$

$$X = 3029 - 2966.8 \log(R_r) + 133.69R_r + 0.0632R_r^2 \quad (F-3)$$

$$X = (1202.6 \log(R_r) + 53.587R_r - 970.4) \cdot (0.8742 + 0.01088K_k^{0.447}) \quad (F-4)$$

$$X = (2005.4 - 1980.9 \log(R_r) + 99.008R_r) \cdot (0.8742 + 0.01088K_k^{0.447}) \quad (F-5)$$

siendo  $K_k = 36.095 \cdot k_{\text{eff}}$ , calculado según lo establecido en F.3 y  $R_r = 0.3937 \cdot \ell$ , donde  $\ell$  es el radio de rigidez relativa de la losa, calculado según la fórmula (F-6):

$$\ell = 4 \sqrt{\frac{E_c \cdot h^3}{12(1 - \mu^2) \cdot k_{\text{eff}}}} \quad (F-6)$$

La fórmula a aplicar depende del tipo de eje de carga y la condición de borde, según se establece en la Tabla F-1:

**TABLA F-1 FACTOR DE CARGA**

Condición de borde	Tipo de eje	Fórmula
Con borde protegido	Sencillo o sencillodual	(F-4)
Sin borde protegido		(F-2)

Con borde protegido	Tandem / Tridem	(F-5)
Sin borde protegido		(F-3)

#### F.4.2.6.1.1.2 Factor de ajuste por área de contacto ( $f_1$ )

$$\text{Para eje sencillo} \quad f_1 = \left( \frac{10.896}{\text{SAL}} \right)^{0.06} \cdot \left( \frac{\text{SAL}}{8.172} \right) \quad (\text{F-7})$$

$$\text{Para eje tandem} \quad f_1 = \left( \frac{21.792}{\text{TAL}} \right)^{0.06} \cdot \left( \frac{\text{TAL}}{16.344} \right) \quad (\text{F-8})$$

siendo

SAL = carga total en el eje sencillo (en toneladas)

TAL = carga total en el eje tandem (en toneladas)

El factor  $f_1$  para ejes tipo tridem se calcula según la fórmula (F-8) aplicando una carga total (TAL) igual al 67% de la carga en el eje tridem.

#### F.4.2.6.1.1.3 Factor de ajuste para condiciones de borde ( $f_2$ )

Cuando el diseño contemple un borde protegido, se aplicará un valor unitario al factor  $f_2$ . Para bordes sin proteger, el factor se calcula mediante la aplicación de la fórmula (F-9):

$$f_2 = 0.892 + \frac{h}{217.703} - \frac{h^2}{19354.8} \quad (\text{F-9})$$

siendo  $h$  el espesor de diseño de losa en centímetros.

#### F.4.2.6.1.2 Determinación de la relación de esfuerzos

La relación de esfuerzos SR para cada tipo de eje y carga, se determinará mediante la fórmula

$$\text{SR} = \frac{\sigma_e}{f_r} \quad (\text{F-10})$$

#### F.4.2.6.1.3 Repeticiones admisibles bajo criterios de fatiga

Para cada grupo de carga  $i$  se establece la cantidad de repeticiones admisibles ( $N_i$ ) mediante

$$\text{para } \text{SR} \leq 0,4325 \quad N_i = \infty \quad (\text{F-11})$$

$$\text{para } 0,4325 < \text{SR} \leq 0,55 \quad N_i = \left( \frac{4,2577}{\text{SR} - 0,4325} \right)^{3,268} \quad (\text{F-12})$$

$$\text{para } \text{SR} > 0,55 \quad N_i = 10^{(11,737 - 12,077\text{SR})} \quad (\text{F-13})$$

#### F.4.2.6.1.4 Cálculo de la fatiga total acumulada

El efecto de fatiga  $D_{r(i)}$  que genera cada grupo de cargas se calcula por la fórmula (F-14):

$$D_{r(i)} = \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{F-14})$$

siendo

$n_i$  = número de repeticiones de carga para el grupo  $i$

$N_i$  = número de repeticiones de carga permisible para el grupo  $i$

El efecto de fatiga total se obtiene sumando los resultados individuales de cada grupo para obtener la fatiga total  $D_r$  según la fórmula (F-15):

$$D_r = \sum_{i=1}^m D_{r(i)} \quad (F-15)$$

siendo

$D_r$  = daño acumulativo total por fatiga

$m$  = número de grupos de carga de diseño

Se debe cumplir que:

$$D_r \leq 1$$

#### F.4.2.6.2 Determinación del espesor de losa bajo criterio de erosión

##### F.4.2.6.2.1 Factor de presión ( $p_c$ )

Para pavimentos sin transmisores de corte, se aplican las ecuaciones de la F-16 a la F-19, según sea la condición de borde y el tipo de eje considerado.

Sin borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +1.571 + \frac{46.127}{R_r} + \frac{4372.7}{R_r^2} - \frac{22886}{R_r^3}$	(F-16)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.847 + \frac{213.68}{R_r} - \frac{1260.8}{R_r^2} + \frac{22989}{R_r^3}$	(F-17)
Con borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +0.5874 + \frac{65.108}{R_r} + \frac{1130.9}{R_r^2} - \frac{5245.8}{R_r^3}$	(F-18)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.470 + \frac{102.2}{R_r} - \frac{1072.0}{R_r^2} + \frac{144519}{R_r^3}$	(F-19)

Para pavimentos con transmisores de corte, se aplican las ecuaciones de la F-20 a la F-23, según sea la condición de borde y el tipo de eje considerado.

Sin borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = -0.3019 + \frac{128.85}{R_r} + \frac{1105.8}{R_r^2} + \frac{3269.11}{R_r^3}$	(F-20)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.258 + \frac{97.491}{R_r} + \frac{1484.1}{R_r^2} - \frac{180}{R_r^3}$	(F-F)
Con borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +0.018 + \frac{72.99}{R_r} + \frac{323.1}{R_r^2} + \frac{16207}{R_r^3}$	(F-22)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +0.0345 + \frac{146.25}{R_r} - \frac{2385.6}{R_r^2} + \frac{23848}{R_r^3}$	(F-23)

##### F.4.2.6.2.2 Factor de transferencia de carga ( $f_{lt}$ )

Se determina aplicando la fórmula correspondiente a la condición de borde y al modo de transferencia de corte prevista en el diseño, según lo siguiente:

Sin barras o elementos transmisores de corte (ND)	Sin borde protegido (NS)	$f_{lt} = 0.95$	(F-24)
	Con borde protegido (WS)	$f_{lt} = 1.001 - \left( 0.26363 - \frac{k_{eff}}{84,07} \right)^2$	(F-25)
Con barras o transmisores de corte (WD)		$f_{lt} = 1.00$	(F-26)

#### F.4.2.6.2.3 Factor de pérdida de soporte ( $f_{is}$ )

Cuando el diseño contemple un borde protegido,  $f_{is} = 1$ . En caso contrario,  $f_{is} = 0.896$ .

#### F.4.2.6.2.3 Factor de carga ( $f_w$ )

El factor de carga se calcula según el tipo de eje y la carga prevista para el mismo, de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Eje sencillo} \quad f_w = \frac{Q_{eje}}{8,172} \quad (\text{F-27})$$

$$\text{Eje tandem} \quad f_w = \frac{Q_{eje}}{16,344} \quad (\text{F-28})$$

$$\text{Eje tridem} \quad f_w = \frac{Q_{eje}}{24,516} \quad (\text{F-29})$$

#### F.4.2.6.2.4 Factor de ajuste por erosionabilidad de la base de apoyo ( $C_1$ )

$$C_1 = 1 - \left[ \left( \frac{k_{eff}}{55.41} \right) \cdot \left( \frac{10.16}{h} \right) \right]^2 \quad (\text{F-30})$$

#### F.4.2.6.2.5 Cálculo de la deflexión equivalente ( $\delta_{eq}$ )

Para cada condición de carga y tipo de eje, se calculará la deflexión equivalente mediante la fórmula (F-31):

$$\delta_{eq} = \frac{p_c \cdot f_{is} \cdot f_w \cdot f_{lt}}{k_{eff}} \quad (\text{F-31})$$

#### F.4.2.6.2.6 Factor de potencia del suelo (P)

Para cada condición de carga y tipo de eje se determina el factor de potencia del suelo, de acuerdo a la fórmula (F-32):

$$P = 64871.9 \cdot \left( \frac{(k_{eff})^{1.27} \cdot (\delta_{eq})^2}{h} \right) \quad (\text{F-32})$$

#### F.4.2.6.2.7 Determinación de las repeticiones admisibles bajo criterio de erosión

La cantidad de repeticiones admisibles bajo criterios de erosión ( $N_{i(e)}$ ) para cada grupo de cargas  $i$  se determina de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Si } C_1 \cdot P > 9, \quad \log(N_{i(e)}) = 14.524 - 6.777 \cdot (C_1 \cdot P - 9)^{0.103} - \log(C_2) \quad (\text{F-33})$$

$$\text{Si } C_1 \cdot P \leq 9, \quad N_{i(e)} = \infty \quad (\text{F-34})$$

siendo

$C_2 = 0.06$  , si el diseño contempla borde no protegido

$C_2 = 0.94$  , si el diseño contempla borde protegido

El efecto de daño por erosión  $D_{k(i)}$  que genera cada grupo de cargas se calcula por la fórmula (F-35):

$$D_{k(i)} = \frac{n_i}{N_{i(e)}} \quad (\text{F-35})$$

El daño acumulativo total por erosión se calcula mediante la fórmula (F-36):

$$D_k = \sum_{i=1}^m D_{k(i)} \quad (\text{F-36})$$

siendo:

- $D_k$  = daño acumulativo total por erosión
- $m$  = número de grupos de carga
- $n_i$  = número de repeticiones de carga esperadas para el grupo  $i$
- $N_i$  = número de repeticiones de carga permisibles para el grupo  $i$

Se debe cumplir que:

$$D_k \leq 1$$

#### F.4.2.7 Dimensionado de Pavimentos de concreto simples

##### F.4.2.7.1 Definición

Los pavimentos de concreto simples son aquellos constituidos por losas de concreto sin acero de refuerzo secundario. Podrán contar o no con barras de transferencia de corte en las juntas.

##### F.4.2.7.2 Espesor de losa

El espesor de losa de concreto se calculará según lo establecido en F.4.2.6. En los paños de aproximación y despegue del pavimento se proveerá un engrosamiento del espesor de la losa del orden del 25%. Se entiende por paño de aproximación y/o despegue a aquellos ubicados al comienzo y final de un tramo o área pavimentada, donde se hace la transición del pavimento a estructuras de diferente rigidez mediante juntas de aislamiento.

Se denomina paño del pavimento el área delimitada por cuatro juntas, orientadas en direcciones similares por pares y que se interceptan entre sí.

##### F.4.2.7.3 Juntas

###### F.4.2.7.3.1 Juntas transversales

Se denominan juntas transversales las que se presentan en sentido ortogonal a la dirección de pavimentación. La distancia máxima entre juntas transversales se establece según la fórmula (F-37):

$$d_{jt} = d_f \cdot h \quad (\text{F-37})$$

siendo

- $d_{jt}$  = distancia entre juntas transversales, m  
 $d_f$  = Constante de ajuste por fricción  
 $h$  = espesor total de losa, cm

Los valores para  $d_f$  serán los siguientes:

<u>Condición de apoyo</u>	<u>Máximo</u>	<u>Rango usual</u>
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)	0,21	0,12 – 0,20
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares	0,25	0,20 – 0,24

#### F.4.2.7.3.2 Juntas longitudinales

Se denominan juntas longitudinales las que son paralelas a la dirección de pavimentación. Los criterios para establecer el espaciamiento entre juntas longitudinales son iguales a los previstos para juntas transversales. Cuando no exista confinamiento lateral del pavimento, las juntas longitudinales contarán con acero de refuerzo para amarre, ubicado en la mitad de la sección y orientado ortogonalmente a la junta, dimensionado de acuerdo a lo siguiente:

Longitud mínima de empotramiento de la barra en el concreto

$$L_{al} = 0.25 \cdot \left( \frac{F_y \cdot d}{0.02 \cdot (f_r')^2} \right) \quad (F-38)$$

Sección de acero

Calculada según la ecuación (F-40). Se entenderá la distancia libre como la máxima entre juntas longitudinales no confinadas ni amarradas

#### F.4.2.7.3.4 Distancia máxima entre juntas

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto simples será de 4,6 metros. El cociente resultante de dividir la dimensión máxima del paño entre la dimensión mínima nunca será mayor de 1,4 entendiéndose como dimensión la distancia existente entre juntas orientadas en el mismo sentido.

Cuando no sea posible cumplir con las distancias máximas o relación de dimensiones establecidas como límites en cualquiera de los paños, se deberá proveer este de acero de refuerzo según lo establecido para pavimentos de concreto con juntas y refuerzo de acuerdo con F.4.2.8.1, aplicando el factor de roce que corresponda al apoyo según F.4.2.8.1.1.

En caso de requerirse acero de refuerzo en el pavimento la cuantía mínima será de 0,05%.

#### F.4.2.7.3.4 Ángulos entre juntas

Las juntas deberán interceptarse en ángulos de 90° o más. En aquellos paños donde las juntas se intercepten en ángulos menores a 90° se empleará refuerzo secundario cuya cuantía será calculada de acuerdo a la fórmula (F-39):

$$A_s = \frac{18,625 \cdot f_r' \cdot h}{F_y} \quad (F-39)$$

#### F.4.2.7.3.5 Variaciones de capacidad de soporte bajo un paño

Cuando bajo un paño exista o se sospeche la posibilidad de variaciones en el módulo de reacción efectivo ( $k_{eff}$ ) mayores a 5% del valor de base considerado para el diseño, este paño deberá tratarse según lo establecido en F.4.2.8 para pavimentos con juntas y acero de refuerzo.

#### F.4.2.8 Dimensionado de pavimentos de concreto con refuerzo

Los pavimentos con refuerzo para vías de tránsito convencional pueden ser:

- a. Pavimentos con juntas y acero de refuerzo.
- b. Pavimentos con acero de refuerzo continuo.

Los pavimentos del tipo (a) presentan discontinuidad del acero de refuerzo en las juntas, mientras que los del tipo (b) mantienen continuidad del acero en toda la longitud y sección del pavimento. La longitud de transferencia en los aceros de pavimentos continuamente reforzados debe cumplir con lo estipulado en el Capítulo 12 de esta misma Norma.

La incorporación de acero de refuerzo a los pavimentos para vías de tránsito convencional, dimensionado de acuerdo a lo que se detalla en ésta sección no incrementa la capacidad resistente del pavimento, ni permite reducir el espesor de la losa o la resistencia de diseño del concreto. El centroide de los aceros de refuerzo para los pavimentos contemplados en la presente sección se ubicará en el eje neutro de la losa

##### F.4.2.8.1 Pavimentos con juntas y acero de refuerzo

###### F.4.2.8.1.1 Factor de roce

A efectos de cálculo, los factores de roce entre la losa de concreto y el apoyo se determinan según la Tabla F-2:

**TABLA F-2 FACTOR DE ROCE**

Tipo de material bajo la losa (apoyo)	Factor de roce ( $f_a$ )
Terreno natural	0,9
Arenisca	1,2
Piedra picada o grava	1,5
Materiales estabilizados con cemento	1,8
Materiales estabilizados con asfalto	1,8
Materiales estabilizados con cal	1,8
Carpetas (asfalto o concreto) existentes	2,2

###### F.4.2.8.1.2 Peso propio del concreto

Se asumirá un peso propio de 2400 kg/m<sup>3</sup> para concreto elaborado con agregados de peso normal.

###### F.4.2.8.1.3 Espesor de losa

El espesor de losa se calcula según F.4.2.6.

###### F.4.2.8.1.4 Longitud entre juntas transversales

La longitud entre juntas transversales se establece de acuerdo a F.4.2.7.3.1, seleccionando los valores de  $d_f$  de acuerdo a lo siguiente:

<u>Condición de apoyo</u>	<u>Máximo</u>	<u>Rango usual</u>
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada	0,38	0,30 – 0,37

con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)

Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares 0,47 0,40 – 0,45

#### F.4.2.8.1.5 Cálculo del acero de refuerzo longitudinal

El área de acero de refuerzo requerida se determinará según:

$$A_s = \frac{\gamma_c \cdot h \cdot L \cdot f_a}{2F_s} \quad (F-40)$$

siendo:

- $A_s$  = Área de acero de refuerzo requerida  $\text{cm}^2/\text{m}$
- $\gamma_c$  = Peso propio del concreto
- $h$  = Espesor de la losa, m
- $L$  = Longitud entre juntas transversales, m
- $f_a$  = Factor de roce
- $F_s$  = Tensión admisible de trabajo para el acero,  $\text{kg}/\text{cm}^2$

#### F.4.2.8.1.6 Cálculo del acero de refuerzo transversal

Para calcular el área de acero de refuerzo en el sentido transversal, se aplicará la ecuación (F-40). Se toma la distancia L como la existente entre juntas longitudinales. El borde externo del pavimento se tomará como una junta longitudinal libre.

#### F.4.2.8.1.7 Distancia entre juntas

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima aceptable entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto con juntas y acero de refuerzo será de 18 metros.

#### F.4.2.8.2 Pavimentos con acero de refuerzo continuo

##### F.4.2.8.2.1 Resistencia del concreto a tracción indirecta ( $f_{ct}$ )

Para el diseño de pavimentos con acero de refuerzo continuo la resistencia a tracción indirecta se determina a partir de la resistencia a la tracción por flexión especificada para el cálculo del espesor de la losa, de acuerdo a la siguiente fórmula (F-41):

$$f_{ct} = 0,86f_r \quad (F-41)$$

siendo

- $f_{ct}$  = Resistencia a tracción indirecta,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $f_r$  = Resistencia de diseño a la tracción por flexión

##### F.4.2.8.2.2 Retracción por secado ( $C_s$ )

El valor que se toma para  $C_s$  es el que corresponde a una edad de 28 días y se determinará empleando la Tabla F-3.

**TABLA F-3 RETRACCIÓN POR SECADO**

Resistencia a la tracción por flexión $f_r$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Retracción a 28 días (m/m)
---	----------------------------

30	0,0007
35	0,0006
40	0,00045
45	0,0003
≥45	0,0002

Para resistencias diferentes o intermedias, los valores de retracción se obtendrán interpolando linealmente.

#### F.4.2.8.2.3 Coeficientes de dilatación térmica

##### F.4.2.8.2.3.1 Coeficiente de dilatación térmica para el concreto ( $\alpha_t$ )

El coeficiente de dilatación térmica en el concreto varía según el tipo de agregado grueso que se emplee en la mezcla. La Tabla F-4 muestra los valores del coeficiente de dilatación térmica en  $m\text{-}m \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .

**TABLA F-4 COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA DEL CONCRETO**

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de dilatación térmica
Cuarcita	11,89
Arenisca	11,70
Grava	10,80
Granito	9,54
Basalto	8,64
Caliza	6,84

Cuando se conozca el valor exacto se aplicará este directamente, omitiendo el uso de los valores referenciales citados en la Tabla. Si se desconoce el tipo de agregado grueso se asumirá  $12 m\text{-}m \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .

##### F.4.2.8.2.3.2 Coeficiente de dilatación térmica para el acero ( $\alpha_a$ )

Se aplicará un valor constante de  $9 \times 10^{-6} m\text{-}m/^{\circ}\text{C}$ .

##### F.4.2.8.2.4 Diámetro del acero de refuerzo ( $D_{ar}$ )

El diámetro máximo para acero de refuerzo en pavimentos con acero de refuerzo continuo será de 22.2 mm ( $7/8$  de pulgada). El diámetro mínimo será de 12.7 mm ( $1/2$  pulgada).

##### F.4.2.8.2.5 Rango de temperatura en el concreto ( $TD_d$ )

Se establece como la diferencia entre la temperatura máxima y la mínima durante el tiempo de vida del pavimento. En ausencia de un dato exacto, puede asumirse  $TD_d = 30^{\circ}\text{C}$ .

##### F.4.2.8.2.6 Ancho máximo de fisura

El ancho máximo de fisura vendrá determinado por las condiciones de exposición del pavimento bajo condiciones de servicio, según se muestra en la Tabla F-5

**TABLA F-5 ANCHO DE FISURA**

Condición de exposición del pavimento	Ancho máximo de fisura para cálculo (mm)
Pavimentos bajo techo o cubiertos	0,50

Cortesía de :

Pavimentos al aire libre y a más de 5 km de la línea de costa, o sobre terrenos con bajo contenido de sulfatos hidrosolubles (< 0,10%)	0,25
Pavimentos en contacto con terrenos con alto contenido de sulfatos hidrosolubles (0,10 < S% < 0,20)	0,20
Pavimentos en zonas costeras marinas, o a menos de 5 km de la línea de costa	0,15

#### F.4.2.8.2.7 Espaciamiento entre fisuras ( $X_f$ )

El espaciamiento máximo entre fisuras será de 2,40 m. y el mínimo de 1,10 m.

#### F.4.2.8.2.8 Esfuerzo máximo permisible en el acero ( $\sigma_s$ )

Se tomará  $0,75 F_y$

#### F.4.2.8.2.9 Esfuerzo a tracción por carga de tránsito ( $\sigma_w$ )

Se toma como el valor máximo obtenido para  $\sigma_e$  al realizar el análisis por fatiga según la fórmula F-1.

#### F.4.2.8.2.10 Cuantía de acero de refuerzo longitudinal

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal en pavimentos continuamente reforzados se determinará mediante las siguientes fórmulas:

$$P_X \% = \frac{1.062 \left(1 + \frac{f_{ct}}{1000}\right)^{1.457} \left(1 + \frac{\alpha_a}{2 \cdot \alpha_t}\right)^{0.25} (1 + D_{al})^{0.476}}{X_f^{0.217} \left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{1.13} (1 + 1000 \cdot Z)^{0.389}} \quad (F-42)$$

$$P_{CW} \% = \frac{0.358 \left(1 + \frac{f_{ct}}{1000}\right)^{1.435} (1 + D_{al})^{0.484}}{(C_w)^{0.220} \left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{1.079}} - 1 \quad (F-43)$$

$$P_{SY} \% = \frac{50.834 \left(1 + \frac{TD_D}{1000}\right)^{0.155} \left(1 + \frac{f_{ct}}{1000}\right)^{1.493}}{(\sigma_s)^{0.365} \left(1 + \frac{\sigma_w}{1000}\right)^{1.146} (1 + 1000 \cdot Z)^{0.180}} - 1 \quad (F-44)$$

siendo

$C_w$  = ancho máximo de fisura (mm)

$TD_d$	=	rango de temperatura ( $^{\circ}C$ )
$X_f$	=	espaciamiento entre fisuras (m)
$Z$	=	retracción del concreto (m/m)
$f_{ct}$	=	resistencia a tracción indirecta del concreto ( $kg/cm^2$ )
$\alpha_a$	=	coeficiente de dilatación térmica del acero
$\alpha_t$	=	coeficiente de dilatación térmica del concreto
$\sigma_s$	=	esfuerzo máximo permisible en el acero ( $kg/cm^2$ )
$\sigma_w$	=	esfuerzo a tracción por carga de tránsito ( $kg/cm^2$ )
$D_{al}$	=	diámetro del acero de refuerzo seleccionado (cm)

El procedimiento para la determinación de la cuantía es el siguiente:

- Se establece una cuantía máxima ( $P\%_{max}$ ) en base a la aplicación de los valores que correspondan en la fórmula F-40, con un espaciamiento de grieta fijo de 1,1 m.
- Se determina la cuantía que corresponde para cada condición particular, empleando las fórmulas F-42, F-43 y F-44 con los valores seleccionados para el diseño. El valor de  $P\%_{min}$  será el que resulte mayor entre los 3 resultados.
- Si  $P\%_{min} > P\%_{max}$  se debe cambiar uno o más parámetros y repetir los pasos a y b hasta que se cumpla que  $P\%_{min} < P\%_{max}$ .

#### F.4.2.8.2.11 Cuantía de acero de refuerzo transversal

La cuantía de acero de refuerzo transversal se calcula según lo establecido en F.4.2.8.2.10.

### F.4.3 Pavimentos para áreas industriales

#### 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 provenientes del almacenaje de productos o materias primas.

#### F.4.3.2 Requisitos Generales

Se debe cumplir en un todo lo estipulado en F.2, con las siguientes consideraciones adicionales:

##### 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.

##### F.4.3.2.2 Agregados

Tendrán un desgaste máximo de 35%, evaluado según la norma Venezolana COVENIN 266 o COVENIN 267, según corresponda.

#### F.4.3.3 Determinación del espesor de losa

El espesor de losa en pavimentos industriales no será inferior a 15 cms en ningún caso.

##### F.4.3.3.1 Resistencia de diseño a la tracción por flexión del concreto ( $f_r''$ )

Se obtiene mediante la fórmula (F-43):

$$f'_r = \frac{f_r}{FS} \quad (F-43)$$

#### F.4.3.3.2 Factor de seguridad (FS)

La selección del valor queda a juicio del calculista según su experiencia siempre dentro de los valores indicados en la Tabla F-6 y según el tipo de cargas, las cuales podrán ser vehiculares, concentradas y uniformes, en cualquier combinación.

**TABLA F-6 FACTORES DE SEGURIDAD**

Tipo de cargas	Rango para FS	
	usual	límite
Vehiculares	1,0 – 1,2	1,0 – 1,3
Concentradas	1,7 – 2,0	1,4 - 2,2
Uniformes	1,7 – 2,0	1,4 – 2,0

#### F.4.3.3.3 Cargas vehiculares

A los efectos del diseño de espesores los factores a determinar son los siguientes:

- Carga máxima en el eje, tipo de eje y distancia entre ruedas del eje.
- Carga por rueda, presión de contacto y área de contacto.
- Repeticiones esperadas por grupo de carga durante período de diseño.

##### F.4.3.3.3.1 Carga máxima en el eje, tipo de eje y distancia entre ruedas para el eje

Para vehículos convencionales se aplican los valores establecidos en la norma COVENIN 2402, según lo estipulado en F.4.2.1.

Para vehículos de otro tipo se deben aplicar las cargas según las especificaciones particulares de los vehículos.

Los ejes que se contemplan pueden ser de tipo sencillo (con 2 ruedas por eje) o dual (con cuatro ruedas por eje). Cuando se trate de ruedas en configuración dual, la distancia entre ruedas se entenderá que es la que corresponde a la medida a lo largo del eje y de centro a centro entre las ruedas duales opuestas.

Configuraciones de ejes diferentes escapan al alcance de este Capítulo y los pavimentos sobre los cuales transiten deberán dimensionarse por otros métodos.

##### F.4.3.3.3.2 Carga por rueda, Presión y Área de contacto

###### F.4.3.3.3.2.1 Carga por rueda

La carga por rueda se obtiene dividiendo la carga total en el eje por el número de ruedas en el mismo.

###### F.4.3.3.3.2.2 Presión de contacto ( $P_c$ )

La presión de contacto para cada rueda será la que corresponde a la presión de inflado para el caso de llantas neumáticas. Para otro tipo de ruedas, o en caso que se desconozca con precisión la presión de inflado se puede asumir valores según la Tabla F-7:

**TABLA F-7 PRESIÓN DE CONTACTO**

Tipo de rueda	$P_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Ruedas con llantas neumáticas	

Convencionales -	5,6 – 7,0
Con refuerzo de acero -	6,3 – 8,4
Ruedas de goma maciza	12,7 – 14,0
Ruedas de goma o plástico sólido	17,6 – 24,6
Ruedas metálicas	42,2

#### F.4.3.3.3.2.3 Área de contacto ( $A_c$ )

El área de contacto se supondrá circular y el radio  $r_c$  de la misma se determinará según la fórmula (F-44):

$$r_c = 0,5642\sqrt{A_c} \quad (F-44)$$

##### a. Eje simple

El área de contacto para el eje simple se calcula por la fórmula (F-45):

$$A_c = \frac{Q_{eje}}{2 \cdot P_c} \quad (F-45)$$

##### b. Eje dual

El área de contacto equivalente para el caso de un eje dual se calcula mediante la fórmula (F-46):

$$A_c = \frac{0,8521 \cdot Q_{rueda}}{P_c} + S_d \cdot \sqrt{\frac{Q_{rueda}}{0,5227 \cdot P_c}} \quad (F-46)$$

Donde:

$N$  = número de ruedas en el eje

$Q_{eje}$  = carga total en el eje

$Q_{rueda}$  = carga por rueda en el eje =  $\frac{Q_{eje}}{N}$

$P_c$  = presión de contacto

$S_d$  = separación entre ruedas adyacentes del eje dual

#### F.4.3.3.3.3 Repeticiones de carga esperadas

Se establecerá el número máximo de repeticiones que se estima circularán sobre el área para cada grupo de cargas y durante el período de diseño.

#### F.4.3.3.4 Cargas concentradas

Las cargas concentradas actúan en sentido vertical. A los efectos de este Capítulo representan únicamente las cargas máximas ocasionadas por el peso propio de elementos que se encuentren simplemente apoyados sobre la losa.

#### F.4.3.3.5 Cargas uniformemente distribuidas

Se consideran cargas uniformemente distribuidas aquellas provenientes del almacenaje de productos directamente sobre la losa.

#### F.4.3.3.6 Cálculo del Espesor de losa de concreto simple por efecto de cargas de tránsito o periódicas

Para el cálculo del espesor de la losa de concreto por efecto de cargas de tránsito se aplicará el siguiente procedimiento:

- a. Determinar los esfuerzos en borde y esquina para cada grupo de carga actuante (i) mediante la fórmula (F-47a) y (F-47b):

$$\sigma_{tb(i)} = \frac{3 \cdot Q_{rueda} \cdot (1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left( \ln \frac{\ell}{b} + 0,6159 \right) \quad (F-47a)$$

$$\sigma_{tc(i)} = \frac{3 \cdot Q_{rueda}}{h^2} \cdot \left( 1 - \left( \frac{1,772 \cdot r_c}{\ell} \right)^{0,72} \right) \quad (F-47b)$$

siendo:

$$\sigma_{tb(i)} = \text{esfuerzo por carga actuante en borde (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{tc(i)} = \text{esfuerzo por carga actuante en esquina (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\mu = \text{módulo de Poisson del concreto}$$

$$b = r_c \quad \text{si } r_c \geq 1,724h$$

$$\sqrt{1,6 \cdot r_c^2 + h^2} - 0,675 \cdot h \quad \text{si } r_c < 1,724h$$

- b. Calcular la relación de esfuerzos  $SR_{(i)}$  para cada grupo de carga actuante en borde mediante la fórmula (F-48):

$$SR_{(i)} = \frac{\sigma_{tb(i)}}{f'_r} \quad (F-48)$$

- c. Determinar las repeticiones admisibles por fatiga para el grupo de carga, según la sección F.4.2.6.1.3. para condición de carga en borde
- d. Verificar que el espesor seleccionado cumpla el criterio por fatiga total acumulada, según lo especificado en la sección F.4.2.6.1.4.
- e. Determinar el esfuerzo máximo para el espesor de losa seleccionado por cargas de tránsito o periódicas tanto para condición de carga en borde ( $\sigma_{tb(i)}$ ) como en esquina ( $\sigma_{tc(i)}$ ).

#### F.4.3.3.7 Cálculo del Espesor de losa de concreto simple por efecto de cargas concentradas

Para determinar el espesor de losa requerido en pavimentos industriales por efecto de cargas concentradas es necesario establecer:

- a. La carga máxima vertical esperada, PL.
- b. El área de contacto entre el apoyo del elemento y la losa debe ser suficiente para que la presión de contacto cumpla con lo siguiente:

---


$$\text{Apoyos en el interior de la losa} \quad P_{\text{contacto}} \leq 4,2 \cdot f'_r$$


---

$$\text{Apoyos en la esquina o borde libre} \quad P_{\text{contacto}} \leq 2,1 \cdot f'_r$$


---

- c. Determinar el radio de contacto mediante la fórmula (F-50):

$$r_c = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} \quad (\text{F-50})$$

- d. Se obtiene el esfuerzo actuante producido por la carga en borde ( $\sigma_{ab}$ ) y en esquina ( $\sigma_{ac}$ ), aplicando las ecuaciones (F-51a) y (F-51b) respectivamente

$$\sigma_{ab} = \frac{3 \cdot PL \cdot (1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left( \ln \frac{\ell}{b} + 0,6159 \right) \quad (\text{F-51a})$$

$$\sigma_{ac} = \frac{3 \cdot PL}{h^2} \cdot \left( 1 - \left( \frac{r_c}{\ell} \right)^2 \right) \quad (\text{F-51b})$$

siendo

$$\begin{aligned} \sigma_{ab} &= \text{esfuerzo por carga concentrada en borde (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{ac} &= \text{esfuerzo por carga concentrada en esquina (kg/cm}^2\text{)} \\ PL &= \text{carga en el apoyo (kg)} \\ \mu &= \text{coeficiente de Poisson del concreto} \\ \ell &= \text{radio de rigidez relativa de la losa, cm} \\ r_c &= \begin{cases} r_c, & \text{si } r_c \geq 1,724h \\ \left( \sqrt{1,6 \cdot r_c^2 + h^2} \right) - 0,675 \cdot h & \text{si } r_c < 1,724h \end{cases} \\ b &= \end{aligned}$$

- e. Determinar el esfuerzo admisible para el concreto mediante la fórmula (F-52):

$$\sigma_A = \frac{f'_r}{FS} \quad (\text{F-52})$$

- f. Se debe cumplir que:

$$\sigma_A \geq \sigma_{ab}, \sigma_{ac}$$

#### F.4.3.3.7 Cálculo del Espesor de losa de concreto simple por efecto de cargas uniformemente distribuidas

A los efectos de estimar el espesor de la losa de concreto simple para soportar cargas uniformemente distribuidas, se aplica lo siguiente:

- a. Se determina el esfuerzo producido por una carga uniformemente distribuida,  $\sigma_d$ , mediante la fórmula (F-53):

$$\sigma_d = \frac{W}{17,9 \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{eff}} \cdot h}{E_c}}} \quad (\text{F-53})$$

siendo

$$\begin{aligned} W &= \text{carga uniforme (Ton/m}^2\text{)} \\ \sigma_d &= \text{esfuerzo de trabajo admisible en el concreto (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

- $k_{\text{eff}}$  = módulo de reacción efectivo (Sección F-3)
- $h$  = espesor de losa (cm)
- $E_c$  = módulo elástico del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

b. Determinar el esfuerzo admisible para el concreto mediante la fórmula (F-54):

$$\sigma_D = \frac{f'_r}{FS} \quad (\text{F-54})$$

c. Se debe cumplir que:

$$\sigma_D \geq \sigma_d$$

#### F.4.3.3.8 Verificación por adición de efectos

Se seleccionara como espesor de diseño el que cumpla los requerimientos de resistencia ante cargas de tránsito o periódicas, cargas concentradas, y cargas uniformemente distribuidas. En todo caso debe verificarse para el espesor de losa seleccionado que:

$$f'_r \geq \sigma_t + \sigma_a + \sigma_d = \sigma_{ad}$$

### F.4.4 Pavimentos para áreas industriales con refuerzo estructural

#### F.4.4.1 Alcance

Los pavimentos para áreas industriales estructuralmente reforzados se limitan a los casos cubiertos en este Capítulo.

#### F.4.4.2 Requisitos Generales

- a. La cuantía mínima de refuerzo para pavimentos estructuralmente reforzados será de 0,5% y la máxima será de 1,25% en cada capa. No se permitirán reducciones adicionales en el espesor de la losa por uso de cuantías superiores.
- b. Independientemente de la cuantía de refuerzo, el espesor mínimo de losa en pavimentos con refuerzo estructural será de 15 cms. El espesor de losa de pavimento reforzado no será nunca menor al 80 % del espesor de losa para un pavimento no reforzado analizado bajo las mismas condiciones de carga.
- c. La resistencia de diseño a la tracción por flexión del concreto en pavimentos estructuralmente reforzados no será menor de 40 kg/cm<sup>2</sup>.
- d. Todo lo referente al acero de refuerzo debe cumplir con lo establecido en los Capítulos 3, 7 y 12 de esta norma.

#### F.4.4.3 Procedimiento para el cálculo del espesor de losa

El procedimiento para establecer el espesor de una losa de pavimento industrial estructuralmente reforzada es el siguiente:

- a. Se calcula el espesor de losa inicial, aplicando el procedimiento descrito para un pavimento de concreto simple según lo establecido en F.4.3.
- b. Se aplica el máximo de reducción de espesor admisible para obtener el espesor de losa reforzada según la fórmula (F-55):

$$h_r = 0.80 \cdot h \quad (\text{F-55})$$

- c. Con este nuevo espesor se calculan los esfuerzos producidos por las cargas actuantes previstas, según lo establecido en F.4.3.
- d. Con el esfuerzo por adición de efectos, se determina el área de acero para la malla de refuerzo inferior mediante la fórmula (F-56):

$$A_s = \frac{1.85 \cdot \sigma_{ad} \cdot h_r^2}{F_y \cdot (h_r - r_d)} \quad (F-56)$$

siendo

- $A_s$  = Área requerida de refuerzo,  $\text{cm}^2/\text{m}$
- $\sigma_{ad}$  = Esfuerzo máximo actuante por adición de efectos,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $h_r$  = Espesor de losa para el pavimento reforzado,  $\text{cm}$
- $F_y$  = Esfuerzo máximo cedente para el acero de refuerzo
- $r_d$  = Recubrimiento de diseño de acuerdo a 7.2.4,  $\text{cm}$

- e. Para determinar la necesidad o no de refuerzo superior se aplicará el esfuerzo máximo por tránsito ( $\sigma_{tc(i)}$ ) y por carga concentrada bajo condición de carga en esquina ( $\sigma_{ac}$ ) para el espesor de losa reforzado. Si  $\sigma_A \geq \sigma_{ac} + \sigma_{tc(i)\text{máx.}}$ , no se requiere refuerzo superior. En caso contrario, se aplica la fórmula (F-56), con  $\sigma_{ad} = \sigma_{ac} + \sigma_{tc(i)\text{máx.}}$  para obtener el área de acero para la malla superior.

#### F.4.5 Dimensionado de pavimentos de concreto industrial

Las losas de un pavimento industrial pueden ser del tipo simple sin refuerzo, reforzadas con juntas o estructuralmente reforzadas.

El espesor de losa de concreto se calculará de acuerdo a lo establecido en F.4.3.3. Los paños perimetrales del pavimento se engrosarán en un 20% del espesor de la losa.

El dimensionado de pavimentos de concreto para áreas industriales seguirá los lineamientos de la sección F.4.2., según el tipo de pavimento seleccionado, y con las siguientes condiciones particulares.

##### F.4.5.1 Pavimentos de concreto simple para áreas industriales

###### F.4.5.1.1. Definición

Los pavimentos de concreto simples para áreas industriales son aquellos constituidos por losas de concreto sin acero de refuerzo secundario.

###### F.4.5.1.2 Espesor de losa

El espesor de losa se calcula de acuerdo a lo establecido en F.4.3.3.8

###### F.4.5.1.3 Distancia máxima entre juntas

La distancia máxima entre juntas orientadas en el mismo sentido para pavimentos en áreas industriales se establece según la fórmula (F-37), empleando los siguientes valores máximos para  $d_f$ :

<u>Condición de apoyo</u>	<u>Área</u>	<u>Área</u>
	<u>techada</u>	<u>descubierta</u>
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-	0,23	0,20

cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)

Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares no cementados	0,30	0,24
---	------	------

Independientemente de lo anterior, la distancia máxima entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto simples será de 6,0 metros en áreas techadas, y de 5.0 metros en áreas descubiertas. El cociente resultante de dividir la dimensión máxima del paño entre la dimensión mínima nunca será mayor de 1,4 entendiéndose como dimensión la distancia existente entre juntas orientadas en el mismo sentido.

Cuando no sea posible cumplir con las distancias máximas o relación de dimensiones establecidas como límites en cualquiera de los paños, se deberá tratar este según lo establecido para pavimentos de concreto con juntas y refuerzo de acuerdo con F.4.2.8.1, aplicando el factor de roce que corresponda al apoyo según F.4.2.7.3.6. Para éste caso la cuantía mínima será de 0,05%.

#### F.4.5.1.4 Ángulos entre juntas

Las juntas deberán interceptarse en ángulos de 90° o más. En aquellos paños donde las juntas se intercepten en ángulos menores a 90° se empleará refuerzo secundario cuya cuantía será calculada de acuerdo a lo siguiente:

$$A_s = \frac{18,625 \cdot f'_r \cdot h}{F_y}$$

#### F.4.5.1.5 Variaciones de capacidad de soporte bajo un paño

Cuando bajo un paño exista o se sospeche la posibilidad de variaciones en el módulo de reacción efectivo ( $k_{eff}$ ) mayores a 5% del valor de base considerado para el diseño, este paño deberá tratarse según lo establecido en F.4.2.8 para pavimentos con juntas y acero de refuerzo.

### F.4.5.2. Dimensionado de pavimentos de concreto con juntas y con refuerzo no estructural

#### F.4.5.2.1 Definición

#### F.4.5.2.2 Espesor de losa

El espesor de losa se calcula según lo establecido en F.4.3.3. El uso de acero de refuerzo en pavimentos para áreas industriales dimensionado de acuerdo a lo que se detalla en ésta sección no incrementa la capacidad resistente del pavimento, ni permite reducir el espesor de la losa o la resistencia de diseño del concreto. El centroide de los aceros de refuerzo para los pavimentos contemplados en la presente sección se ubicarán en el eje neutro de la losa.

#### F.4.5.2.3 Longitud máxima entre juntas transversales

La longitud entre juntas transversales se establece de acuerdo a F.4.2.7.3.1, seleccionando los valores de  $d_f$  de acuerdo a lo siguiente:

<u>Condición de apoyo</u>	<u>Máximo</u>	<u>Rango usual</u>
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)	0,38	0,30 – 0,37
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares	0,47	0,40 – 0,45

#### F.4.5.2.4 Cálculo del acero de refuerzo longitudinal

El área de acero de refuerzo requerida se determinará según la ecuación (F-38)

#### F.4.5.2.5 Cálculo del acero de refuerzo transversal

Para calcular el área de acero de refuerzo en el sentido transversal, se aplicará la ecuación (F-38). Se toma la distancia L como la existente entre juntas longitudinales. El borde externo del pavimento se tomará como una junta longitudinal libre.

#### **F.4.5.2.6 Distancia entre juntas**

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima aceptable entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto con juntas y acero de refuerzo será de 18 metros en áreas exteriores descubiertas y de 25 metros en áreas techadas.

### **F.5 JUNTAS**

Las juntas deben encontrarse debidamente indicadas en los planos, tanto en lo que corresponde a su tipo como a su ubicación.

La ubicación de las juntas debe cumplir con lo especificado para las mismas según el tipo de pavimento. En general, la definición y criterios a aplicar en cuanto al diseño de juntas corresponderán a lo establecido en el Capítulo 20, Artículo 20.4 y con las siguientes particularidades.

#### **F.5.1 Juntas de control de contracción**

Las juntas de control de contracción serán cortadas parcialmente en el espesor de la losa. La profundidad del corte será la siguiente:

Juntas con transmisores de corte	$\frac{1}{3}$ del espesor de la losa $\pm 0,5$ cm
Juntas sin transmisores de corte	$\frac{1}{4}$ del espesor de la losa $\pm 0,5$ cm

El acero de refuerzo o de retracción no tendrá continuidad a través de la junta de contracción, debiendo interrumpirse a una distancia mínima de 5 cm del sitio indicado para ejecutar la misma, salvo en el caso de pavimentos continuamente reforzados.

#### **F.5.2 Juntas de construcción**

Las juntas de construcción en pavimentos son discontinuidades a profundidad completa en la sección de la losa. Deberán cumplir con lo establecido en el Capítulo 20, artículo 20.4.5, además de lo siguiente:

- a. Las juntas de construcción deberán diseñarse con los mecanismos necesarios para que los esfuerzos producidos por las cargas se encuentren dentro de los rangos de diseño del pavimento.
- b. Deberán hacerse coincidir con el sitio adecuado para la ejecución de juntas de control de contracción.

#### **F.5.3 Juntas de aislamiento**

Se emplearán siempre que resulte necesario aislar las losas del pavimento de estructuras adyacentes que presenten movimientos diferenciales con relación al pavimento bajo las cargas de servicio. Se proveerán igualmente en aquellos sitios donde existan cambios abruptos en la sección de las losas.

El ancho de estas juntas será el mínimo necesario para conseguir evitar el contacto de los elementos de concreto por ellas separados ante los movimientos esperados bajo las cargas y condiciones previstas en el diseño.

Cuando sea necesario transferir cortante a través de juntas de aislamiento, se emplearán transmisores de corte. Los transmisores de corte en juntas de aislamiento contarán con tapas de expansión en al menos uno de sus extremos, las cuales contarán con la dimensión suficiente para que con el desplazamiento máximo previsto en las losas el final del transmisor de corte dotado de la tapa de expansión no se encuentre nunca comprimido axialmente por el concreto.

### **F.6 TRANSMISORES DE CORTE (BARRAS PASAJUNTAS O DOVELAS)**

#### **F.6.1 Alcance**

Este subcapítulo presenta los requerimientos para el dimensionado de los elementos que se emplean para complementar la transferencia de corte ocasionadas por el tránsito entre dos losas de pavimento adyacentes con el propósito de limitar las deflexiones y esfuerzos en el concreto.

Los procedimientos descritos en la presente sección solamente aplican para dimensionar transmisores de corte elaborados con aceros que cumplan con lo establecido en el Capítulo 3 de esta misma norma.

## F.6.2 Dimensionamiento

El esfuerzo a tomar por cada uno de los elementos se determina de acuerdo a lo siguiente:

### F.6.2.1 Distribución de esfuerzos

Una carga aplicada sobre una junta muestra efectos en una longitud de hasta una vez el radio de rigidez relativa de la losa. El radio de rigidez relativa de la losa se determina según la fórmula (F-6). La distribución de esfuerzos sobre una línea de transmisores de corte en la longitud de su efecto, se asume lineal siendo función de la distancia horizontal entre el eje de cada uno y el punto de aplicación de la carga, hasta una distancia máxima equivalente al radio de rigidez relativo de la losa de acuerdo a las fórmulas (F-57) y (F-58):

$$Q_{in} = \frac{W_n}{2} \cdot \frac{F_i}{\sum_1^i F_i} \quad (F-57)$$

donde:

$$F_i = \left[ \frac{\ell - x}{\ell} \right] \quad (F-58)$$

siendo:

- $i$  = Número de elementos transmisores dentro de la longitud de efecto de la carga
- $Q_{in}$  = Carga en el elemento  $i$  producida por la carga  $n$
- $W_n$  = Carga aplicada
- $F_i$  = Factor de carga para el elemento  $i$
- $\ell$  = Radio de rigidez relativo de la losa, determinado según (F-6)
- $x$  = Distancia en cm entre el punto de aplicación de la carga y el eje del elemento de transferencia  $i$

Cuando exista dentro del radio de rigidez relativa más de una carga aplicada, la carga total para cada elemento se determinará mediante superposición de los efectos que produce cada carga considerada individualmente mediante la fórmula (F-59):

$$Q_i = \sum_1^n Q_{i_n} \quad (F-59)$$

El transmisor crítico a efectos de cálculo será el que soporte la carga máxima  $Q_{i_{max}}$ .

### F.6.2.2 Esfuerzos máximos permisibles en transmisores de corte ( $\sigma_0$ )

Se determina mediante la fórmula (F-60):

$$\sigma_0 = \frac{K_0 \cdot Q_{i_{\max}} (2 + \beta \cdot z)}{4 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} \quad (\text{F-60})$$

siendo:

$$\beta = \text{Rigidez relativa del transmisor, } \beta = \sqrt[4]{\frac{K_0 \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$Q_{i_{\max}}$  = Carga en el transmisor crítico (carga máxima)

$z$  = Ancho de junta libre en el transmisor

$E$  = Módulo elástico estático del transmisor

$I$  = Momento de inercia del transmisor sobre el eje perpendicular a la carga

$K_0$  = Módulo de soporte del concreto para los transmisores. Se asumirá  $25000 \text{ kg/cm}^3$

$b$  = Diámetro del transmisor de corte

La condición de dimensionado deberá verificar que:

$$\sigma_0 \leq 0,85 \cdot f'_c$$