

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL D. F.**

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS AL R.C.D.F

I N D I C E

<u>CONTENIDO</u>	<u>PAG.</u>
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería	1
1.-Consideraciones Generales	6
2.-Materiales para Mampostería	7
3.-Sistemas Estructurales a Base de Muros de Mampostería	11
4.-Procedimiento de Diseño	12
5.-Construcción	15
6.-Mampostería de Piedras Naturales	17
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	19
1.-Notación	23
2.-Elección del Tipo de Análisis	23
3.-Espectros para Diseño Sísmico	24
4.-Reducción de Fuerzas Sísmicas	24
5.-Factor de Comportamiento Sísmico	25
6.-Condiciones de Regularidad	26
7.-Método Simplificado de Análisis	26
8.-Análisis Estático	27
9.-Análisis Dinámico	29
10.-Análisis y Diseño de otras Construcciones Nuevas	29
11.-Estructuras Existentes	30
Apéndice	30
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	38
1.-Introducción	41
2.-Criterios de Diseño	41
3.-Método Estático de Diseño por Viento	42
4.-Diseño de Elementos de Recubrimiento	25
5.-Empujes Dinámicos Paralelos al Viento	49
6.-Efecto de Vórtices periódicos sobre Estructuras Prismáticas	49

<u>CONTENIDO</u>	<u>PAG.</u>
-Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones	51
1.-Introducción	55
2.-Investigación del Subsuelo	55
3.-Verificación de la Seguridad de las Cimentaciones	59
4.-Diseño Estructural de la Cimentación	67
5.-Análisis y Diseño de Excavaciones	67
6.-Muros de Contención	69
7.-Procedimiento Constructivo	70
8.-Observación del Comportamiento de la Cimentación	73
9.-Comentarios al Capítulo de Cimentaciones	73
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto	76
1.-Consideraciones Generales	86
2.-Revisión de los Estados Límite	91
3.-Requisitos Complementarios	103
4.-Disposiciones Complementarias para Elementos Estructurales Comunes	107
5.-Marcos Dúctiles	119
6.-Losas Planas	123
7.-Concreto Presforzado	126
8.-Concreto Prefabricado	132
9.-Concreto Simple	133
10.-Concreto Ligero	134
11.-Construcción	134
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera	145-B
1.-Consideraciones Generales	155
2.-Principios Generales de Diseño	155
3.-Resistencia de Diseño de Miembros de Madera Maciza	161
4.-Resistencia de Diseño de Placas de Madera Contrachapada	166
5.-Deflexiones	167
6.-Elementos de Unión	168
7.-Ejecución de Obras	177

CONTENIDO

PAG.

8.-Resistencia al fuego	178
Apéndice I	179
Apéndice II	182
-Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	187
1.-Consideraciones Generales	203
2.-Propiedades Geométricas	204
3.-Resistencia	210
4.-Requisitos Adicionales para Diseño	232
5.-Conexiones	238
6.-Estados Límite de Servicio	254
7.-Efectos de cargas Variables Repetidas (Fatiga)	255
8.-Falla Frágil	255
9.-Otros Metales	255
10.-Ejecución de la Obra	255
11.-Estructuras Dúctiles	261
-Normas Técnicas Complementarias para Previsiones Contra Incendio	265
1.-Introducción	267
2.-Consideraciones Generales	267
3.-Clasificación de Riesgos	268
4.-Clasificación de Fuegos	275
5.-Extintores	276
6.-Redes Hidráulicas	278
7.-Recubrimientos para Muros, Falsos Plafones y Accesorios Decorativos	279
8.-Señalización	280
9.-Colores de Identificación	281
-Definiciones	282

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.**

INDICE

NORMAS TECNICAS:

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería	7
NOTACION	9
1. CONSIDERACIONES GENERALES	9
1.1 Alcance	9
2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA	10
2.1 Piezas	10
2.1.1 Tipos de piezas	10
2.1.2 Resistencia en compresión	10
2.2 Morteros	10
2.3 Acero de refuerzo	11
2.4 Mampostería	11
2.4.1 Resistencia a compresión	11
2.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño	12
2.4.3 Resistencia al aplastamiento	13
2.4.4 Resistencia a tensión	13
2.4.5 Módulo de elasticidad	13
2.4.6 Módulo de cortante	13
3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA	14
3.1 Tipos de muros	14
3.2 Muros diafragma	14
3.3 Muros confinados	14
3.4 Muros reforzados interiormente	14
3.5 Muros no reforzados	15
3.6 Otras modalidades de refuerzo y construcción de muros	15

4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	15
4.1 Análisis	15
4.1.1 Criterio general	15
4.1.2 Análisis por cargas verticales	15
4.1.3 Análisis por cargas laterales	16
4.2 Resistencia a cargas verticales	16
4.2.1 Fórmula general	16
4.2.2 Factor de reducción por excentricidad y esbeltez	16
4.2.3 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales	17
4.2.4 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales	17
4.3 Resistencia a cargas laterales	17
4.3.1 Consideraciones generales	17
4.3.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería	17
4.3.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	18
5. CONSTRUCCION	18
5.1 Materiales	18
5.1.1 Piezas	18
5.1.2 Morteros	19
5.1.3 Concretos	19
5.2 Procedimientos de construcción	19
5.2.1 Juntas	19
5.2.2 Aparejo	19
5.2.3 Concreto y mortero	19
5.2.4 Refuerzo	19
5.2.5 Construcción de muros	19
5.2.6 Tolerancias	20

6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES	20
6.1 Alcance	20
6.2 Materiales	20
6.2.1 Piedras	20
6.2.2 Morteros	20
6.3 Diseño	20
6.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño	20
6.3.2 Determinación de la resistencia	20
6.4 Construcción	21
6.4.1 Piedras	21
6.4.2 Mortero	21
6.4.3 Procedimiento constructivo	21
6.5 Cimientos	21
6.6 Muros de contención	21

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**

NOTACION

A_s	área de acero de refuerzo colocada en el extremo de un muro	f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo
A_{sh}	área total de refuerzo horizontal en el muro	G	módulo de cortante de la mampostería
A_{sv}	área total de refuerzo vertical en el muro	H	altura no restringida del muro
A_T	área bruta de la sección transversal del muro	H'	altura efectiva del muro
B	coeficiente para el cálculo de la resistencia ante carga vertical de muros rigidizados por elementos transversales	L	longitud efectiva del muro
b	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro	L'	separación entre elementos que rigidizan longitudinalmente al muro
c_p	coeficiente de variación de la resistencia en compresión de las piezas	M_R	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexocompresión
c_m	coeficiente de variación de la resistencia en compresión de la mampostería	M_o	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura
c_v	coeficiente de variación de la resistencia en cortante de la mampostería	P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
d	distancia entre el centroide del acero de tensión y el extremo opuesto del muro	P_u	carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga
d_c	peralte del castillo que confina al muro	P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical
d'	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro	p_h	cuantía de refuerzo horizontal en el muro
E	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas	p_v	cuantía de refuerzo vertical en el muro
F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez	Q	factor de comportamiento sísmico
F_R	factor de reducción de resistencia	s	separación del acero de refuerzo
f'_c	resistencia especificada del concreto en compresión	t	espesor del muro
\bar{f}_m	media de la resistencia en compresión de la mampostería, referida al área bruta	V_R	fuerza cortante resistente
f_m^*	resistencia de diseño en compresión de la mampostería, referida al área bruta	v^*	esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta
\bar{f}_p	media de la resistencia en compresión de las piezas, referida al área bruta	\bar{v}	media de los esfuerzos cortantes resistentes de muretes, sobre área bruta
f_p^*	resistencia de diseño en compresión de las piezas, referida al área bruta		

1. CONSIDERACIONES GENERALES**1.1 Alcance**

Los capítulos 2 a 5 de estas disposiciones se aplican al diseño y construcción de muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, unidas

por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes.

El capítulo 6 se aplica al diseño y construcción de elementos de mampostería de piedras naturales.

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

C6 Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares

C10 Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto

En el capítulo de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

Para fines de aplicación del capítulo mencionado se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por los menos 75 por ciento del área total, y cuyas paredes no tienen espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas a que hace referencia el capítulo de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

2.1.2 Resistencia en compresión

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NOM C 36.

Para diseño se empleará un valor de la resistencia, f_p^* , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las piezas producidas.

Cuando se tenga evidencia de que el valor mínimo garantizado por el fabricante cumple con la definición anterior, podrá tomarse como resistencia de diseño.

Cuando no se cumpla lo anterior, la resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto en cuestión o a partir de muestreos de la producción de la pieza en cuestión. En este último caso se obtendrán al menos tres muestras de diez piezas cada una, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán con el procedimiento especificado en la norma C36 y la resistencia de diseño se calculará como

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p}$$

donde

\bar{f}_p es el promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas

c_p es el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, pero su valor no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas con control de calidad de la resistencia, que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero sin control de calidad de resistencia, y que 0.35 para piezas de producción artesanal.

2.2 Morteros

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

La tabla siguiente muestra las características de algunos proporcionamientos recomendados.

PROPORCIONAMIENTOS, EN VOLUMEN,
RECOMENDADOS PARA MORTERO
EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena *	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, en kg/cm ²
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/2 a 1 1/4	40	

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

2.3 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_y , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

2.4 Mampostería

2.4.1 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f_m^* , sobre área bruta, se determinará con alguno de los procedimientos siguientes:

a) *Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.* Las pilas estarán for-

madas por lo menos con 3 piezas sobrepuestas. La relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. Para el almacenamiento de los especímenes, su cabeceado y el procedimiento de ensaye se seguirán, en lo que sean aplicables, las normas que rigen para el ensaye a compresión de cilindros de concreto (NOM C83).

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla siguiente:

FACTORES CORRECTIVOS PARA LAS RESISTENCIAS DE PILAS CON DIFERENTES RELACIONES DE ESBELTEZ

Relación de esbeltez de la pila	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente. La resistencia de diseño se calculará como

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m}$$

en que

\bar{f}_m es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por esbeltez

c_m el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

La determinación se hará en un mínimo de 9 pilas construidas con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto.

b) *A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero*

1. Para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menor que un medio, y con $f_p^* \leq 200$ kg/cm², la resistencia de diseño a compresión será la que indica la tabla siguiente, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados en 2.1 y 2.2, respectivamente.

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION
DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS
DE CONCRETO
(f_m^* , SOBRE AREA BRUTA)

f_p^* , en kg/cm ²	f_m^* , en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

2. Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor no menor que un medio, la resistencia de diseño a compresión será lo que se obtiene de la tabla siguiente para los morteros recomendados.

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION
DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS
DE BARRO
(f_m^* , SOBRE AREA BRUTA)

f_p^* , en kg/cm ²	f_m^* , en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

c) *Valores indicativos.* Si no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de f_m^* que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla siguiente:

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION
DE LA MAMPOSTERIA, f_m^* , PARA ALGUNOS
TIPOS DE PIEZA, SOBRE AREA BRUTA ¹

Tipo de pieza	Valores de f_m^* , en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido	15	15	15
Bloque de concreto tipo A (pesado)	20	15	15
Tabique de concreto ² ($f_p^* > 80$ kg/cm ²)	20	15	15
Tabique con huecos verticales ¹ ($f_p^* > 120$ kg/cm ²)	40	40	30

¹ La relación área neta-bruta no será menor de 0.45.

² Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/m³.

d) *Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior.* Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en 3.4, se tomará para f_m^* el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementado en 25%, pero no en más de 7 kg/cm².

e) *Resistencia en compresión de muros confinados.* Para muros reforzados con dadas y castillos que cumplan los requisitos de 3.3, el esfuerzo resistente en compresión, f_m^* , calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 kg/cm².

2.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería según se calcula en la sección 4.3, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño, v^* , el cual se tomará de la tabla siguiente:

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO
PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA,
SOBRE ÁREA BRUTA

Pieza	Tipo de mortero	v^*^1 en kg/cm ²
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabique de concreto ($f_p^* > 80$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro ²	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

¹ Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados en 2.1. Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8 \sqrt{f_m^*}$ se tomará este último valor como v^* .

² Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.

Para materiales no cubiertos en la tabla anterior el esfuerzo cortante resistente se determinará mediante ensayos con procedimientos aprobados por el Departamento.

Será aceptable la determinación del esfuerzo cortante resistente a partir del ensayo de muretes con una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

La determinación se hará sobre un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

Para diseño se utilizará un esfuerzo resistente igual a

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5c_v}$$

en que

\bar{v} es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados

c_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no se tomará menor que 0.20

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2×2 m.

2.4.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 f_m^*$. El esfuerzo actuante se calculará con las cargas de diseño obtenidas aplicando los factores correspondientes a la combinación de acciones de que se trate según el artículo 194 del Reglamento.

2.4.4 Resistencia a tensión

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el refuerzo necesario.

2.4.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E, podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada como sigue:

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E = 800 f_m^* \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas}$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E = 600 f_m^* \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas}$$

2.4.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería se tomará como

$$G = 0.3E$$

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

3.1 Tipos de muros

Los muros que tengan una función estructural en la construcción quedarán incluidos en una de las modalidades descritas en los casos siguientes.

3.2 Muros diafragma

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

3.3 Muros confinados

Estos son los que están reforzados con castillos y dalas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dalas y castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c no menor de 150 kg/cm², y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a $0.2 f'_c/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000 s}{f_y d_c}$ siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá de $1.5 d_c$ ni de 20 cm.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. Además

existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección.

La relación altura a espesor del muro no excederá de 30.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo con lo establecido en 4.3.2, cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha sección y que cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificados para muros reforzados interiormente en la sección 3.4. Dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos e interiores.

3.4 Muros reforzados interiormente

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $p_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro. Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4 200 kg/cm², las cuantías de refuerzo mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por 4 200/ f_y .

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se usa

para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1' cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm². El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm².

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

3.5 Muros no reforzados

Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

3.6 Otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica que demuestre, a satisfacción del Departamento, que cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos por el Reglamento y por estas Normas.

4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

4.1 Análisis

4.1.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por tanto las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

4.1.2 Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se trasmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a

$$e_e = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

en que t es el espesor del muro y b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, F_E , recomendados en el caso I del inciso 4.2.2, cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

4.1.3 Análisis por cargas laterales

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico especificado en la sección 7 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, cuando se cumplan los requisitos especificados en la sección 2 de las normas citadas y que son los siguientes:

I. En todos los niveles, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.

II. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

Además, cuando se use dicho método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H , a longitud, L , es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$.

4.2 Resistencia a cargas verticales

4.2.1 Fórmula general

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

donde

P_R es la carga vertical total resistente de diseño

F_R se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo con 3.3 o 3.4 y como 0.3 para muros no reforzados

f_m^* es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería

F_E es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con 4.2.2

A_T es el área de la sección transversal del muro

4.2.2 Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a), b) y c) de 4.1.2, podrá tomarse F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación siguiente

$$F_E = (1 - 2e'/t) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t} \right)^2 \right] \quad (4.1)$$

en que

- t es el espesor del muro
- e' es la excentricidad calculada para la carga vertical, e_v, más una excentricidad accidental que se tomará igual a t/24
- H' la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:
 - H' = 2H, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior
 - H' = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro
 - H' = H para muros extremos en que se apoyan losas

4.2.3 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales a contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E calculado con la ec 4.1 se incrementará sumándole la cantidad (1 - F_E)B, pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

B es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes, L', y se obtiene de la tabla siguiente:

FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

4.2.4 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dadas o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión, f_m^{*}, de la mampostería, permitidos según los incisos 2.4.1d) y e) de estas normas, a menos que mediante ensayos a escala natural se haya demostrado que se justifica un incremento mayor en la resistencia debido a dicho refuerzo.

En muros sometidos a momentos flexionantes significativos, perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro.

El cálculo se realizará con el criterio de resistencia en flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente.
- c) Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- e) A menos que ensayos en pilas permitan obtener mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente del factor $[1 - (\frac{H'}{30t})^2]$, según el inciso 4.2.2.

4.3 Resistencia a cargas laterales

4.3.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico, ver inciso 4.1.3, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

4.3.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.85 v^* A_T) \quad (4.2)$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (4.3)$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga

v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará según el inciso 2.4.2

El factor de reducción de resistencia, F_R , se tomará como:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo 3 de estas normas.

0.4 para muros no confinados ni reforzados.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dadas y castillos de muros confinados de acuerdo con la sección 3.3. Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las características definidas en la sección 3.3 para muros confinados y en la sección 3.4 para muros con refuerzo interior, podrá incrementarse en 25 por ciento la fuerza cortante resistente calculada con la ec 4.3, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T}\right) \frac{4200}{f_y}$$

4.3.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará

con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas en el inciso 4.2.4.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_O = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en el extremo del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento resistente de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación

$$M_R = M_O + 0.30 P_u d \quad ; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_O + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad ; \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario

5. CONSTRUCCION

5.1 Materiales

5.1.1 Piezas

Condiciones. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.

Humedecimiento de las piezas. Deberán saturarse previamente a su colocación todas las piezas de barro; las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse.

5.1.2 Morteros

Mezclado del mortero. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos.

Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario.

Los morteros a base de cemento normal deberán usarse dentro del lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.

5.1.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, interiores o exteriores al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. El tamaño máximo del agregado será de 1 cm.

5.2 Procedimientos de construcción

5.2.1 Juntas

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. El espesor de las juntas no excederá de 1.5 cm.

5.2.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas disposiciones son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada; para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

5.2.3 Concreto y mortero

En castillos y huecos interiores se colará de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de 1.5 m a menos que el área del hueco sea mayor de 65 cm², caso en el cual se permitirá el colado en tramos hasta de 3 m, siempre que sea posible comprobar, por aberturas en las piezas, que el colado llega hasta el extremo inferior del elemento.

5.2.4 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado; para refuerzo colocado en las juntas regirá lo especificado en la sección 3.4. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales.

5.2.5 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 10 cm.

Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí, salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.

En los planos de construcción deberán especificarse claramente: peso máximo admisible de las piezas, resistencia de las mismas y tolerancia en sus dimensiones; así como el mortero considerado en el diseño y los detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

5.2.6 Tolerancias

- a) En ningún punto el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 2 cm del de proyecto.
- b) El desplome de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm.

6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

6.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

6.2 Materiales

6.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación	150 kg/cm ²
Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación	100 kg/cm ²
Absorción máxima	4%
Resistencia al intemperismo: máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio	10%

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en el capítulo CXVII de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas (1971).

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará en lo posible el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos el 70% del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg cada una.

6.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 5.
- b) La resistencia mínima en compresión será de 15 kg/cm².
- c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.

6.3 Diseño

6.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f_m^* , y en cortante, v^* , se tomarán como sigue:

Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión no menor que 50 kg/cm²

$$f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2, v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión menor que 50 kg/cm²

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2; v^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen ya un factor de reducción, F_R , que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

6.3.2 Determinación de la resistencia

Se verificará que en cada sección la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente dada por la expresión

$$P_R = (1 - 2 e/t) A_t f_m^*$$

siendo t el peralte de la sección, A_t su área y e la excentricidad con que actúa la carga. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5; cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10, la resistencia se tomará igual al 80% de la calculada con la

expresión anterior; cuando la relación exceda de 10 deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales.

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente según el inciso anterior.

6.4 Construcción

6.4.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

6.4.2 Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos del inciso 5.1.2.

6.4.3 Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón, que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. Se respetarán, además los requisitos del inciso 5.2.5. que sean aplicables.

6.5 Cimientos

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas, medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las que señala la siguiente tabla:

Presión de contacto con el terreno, p , ton/m ²	Claro máximo, en m	
	Caso (1)	Caso (2)
$p \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < p \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 < p \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < p \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < p \leq 5.0$	2.5	4.5

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. Los casos (1) y (2) corresponden respectivamente a mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento.

6.6 Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO POR SISMO**

Auerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo . . . 5

NORMAS TECNICAS:

1. NOTACION 7

2. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS 7

 2.1 Análisis estático y dinámico 7

 2.2 Método simplificado de análisis 7

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO 8

4. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS 8

 4.1 Factor reductivo 8

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO 9

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD 10

7. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS 10

8. ANALISIS ESTATICO. 11

 8.1 Fuerzas cortantes. 11

 8.2 Reducción de las fuerzas cortantes 11

 8.3 Péndulos invertidos 11

 8.4 Apéndices 11

 8.5 Momento de volteo 12

 8.6 Efectos de torsión. 12

 8.7 Efectos de segundo orden 12

 8.8 Efectos bidireccionales •. 12

 8.9 Falla de cimentación 12

 8.10 Revisión por rotura de vidrios 12

 8.11 Comportamiento asimétrico 12

9. ANALISIS DINAMICO	13
9.1 Análisis modal.	13
9.2 Análisis paso a paso	13
9.3 Revisión por cortante basal	13
9.4 Efectos bidireccionales	13
10. ANALISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS	13
10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas	13
10.2 Muros de retención	14
11. ESTRUCTURAS EXISTENTES	14
APENDICE	14
A1 ALCANCE	14
A2 NOTACION ADICIONAL	14
A3 DEL TIPO DE ANALISIS	15
A4 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO	15
A5 ANALISIS ESTATICO	15
A6 ANALISIS DINAMICO	16
A7 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	16

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de Septiembre de 1987.—Rúbrica

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO POR SISMO

1. NOTACION

Cada símbolo empleado en estas normas se define donde aparece por primera vez. Los más importantes son:

- a (adimensional) = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño
- b (metros) = dimensión del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis
- c (adimensional) = coeficiente de diseño sísmico
- d (adimensional) = diferencia en valores de la aceleración horizontal expresada como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que fallara la estructura
- e_r (metros) = distancia entre el centro de gravedad de las resistencias y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso
- e_s (metros) = excentricidad torsional
- f (adimensional) = inclinación de una estructura con respecto a la vertical
- g (m/seg²) = aceleración de la gravedad
- h (metros) = altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal
- Q (adimensional) = factor de comportamiento sísmico, independiente de T
- Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural
- q (adimensional) = $(T_b/T)^r$
- r (adimensional) = exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño

- S = respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
- S_i = respuesta de la estructura en el modo natural de vibración i
- T (segundos) = periodo natural de vibración
- T_a, T_b (segundos) = periodos característicos de los espectros de diseño
- V (toneladas) = fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza
- V_o (toneladas) = fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
- W (toneladas) = peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en el capítulo V, título VI del Reglamento
- W_o (toneladas) = valor de W en la base de la estructura

2. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

2.1 *Análisis estático y dinámico*

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según se establece en la sección 9 de estas normas. Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático que describe la sección 8. Con la misma limitación, para estructuras ubicadas en las zonas II o III como se definen en el artículo 219 del Reglamento, también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice a las presentes normas, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

2.2 *Método simplificado de análisis*

El método simplificado a que se refiere la sección 7 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostros con diagonales.

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las presentes normas.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

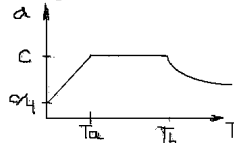
La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$



T es el período natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y $c = 0.6$ para las del A.

T_a , T_b y r se consignan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II *	0.3	1.5	2/3
III +	0.6	3.9	1

* no sombreada en la figura 3.1.

+ y parte sombreada de la zona II en la Figura 3.1.

4. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

4.1 Factor reductivo

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a) (Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

T se tomará igual al período fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9, y T_a es un período característico del espectro de diseño que se define en la sección 3.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 de las presentes normas o el de análisis modal de la sección 9.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes

con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico a que se refieren la sección 4 de estas normas y el artículo 207 del Reglamento:

I. Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2. Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.

4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II. Se adoptará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan

de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso I pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

III. Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contraventeados con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

IV. Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

7. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso 1 de la sección 8 de las presentes normas, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B

ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS O DIAFRAGMAS DE MADERA CONTRACHAPADA ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS O DIAFRAGMAS DE DUELAS DE MADERA * ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

* Diafragmas de duelas de madera inclinadas o sistemas de muros formados por duelas de madera verticales u horizontales arriostradas con elementos de madera maciza.

8. ANALISIS ESTATICO

8.1 Fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q , siendo V_o la fuerza cortante basal, W_o el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capítulo IV, título VI del Reglamento y las vivas que especifica el capítulo V, título VI, Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de estas normas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 se tomara $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

8.2. Reducción de las fuerzas cortantes

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

- a) El periodo fundamental de vibración, T , se tomará igual a

$$6.3 \quad (\Sigma W_i x_i^2 / g \Sigma P_i x_i) ^{1/2}$$

donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso 1, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

- b) Si T es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones 3 y 4 de las presentes normas.
- c) Si T es mayor que T_b se procederá como en el párrafo b pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de

la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $k_1 h_i + k_2 h_i^2$, siendo

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)] \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i^2)$$

y W_i y h_i respectivamente el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante. Además, a no se tomará menor de $c/4$.

8.3 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5 P_i r_o^2 u/x$ siendo P_i la fuerza lateral actuante sobre la masa de acuerdo con el inciso 1, r_o el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión y u y x el giro y el desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral P_i .

8.4 Apéndices

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $1 + 4c'/c$ donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia acelera-

ción (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

8.5 *Momento de volteo*

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

8.6 *Efectos de torsión*

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Se entenderá por excentricidad de resistencias al corte, e_r , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel. En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico, Q , que se especifica en la sección 5, sea igual a 3 se suministrarán resistencias tales que el centroide de las resistencias se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y e_r no sea menor que $e_s - 0.2b$, y si Q excede de 3, resistencias tales que el centroide de la resistencia se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y e_r no sea menor que $e_s - 0.1b$, en que b es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de e_r y e_s . Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5e_s + 0.1b$ o $e_s - 0.1b$. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

8.7 *Efectos de segundo orden*

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cor-

tantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondiente, exceda de $0.08V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima de la elevación que se considera.

8.8 *Efectos bidireccionales*

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

8.9 *Falla de cimentación*

Se verificará que ni la estructura ni su cimentación alcanza ninguno de los estados límite de falla o de servicio a que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento. Al revisar con respecto a estados límite de falla de la cimentación se tendrá en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal igual a $c/4$ veces la aceleración de la gravedad.

8.10 *Revisión por rotura de vidrios*

Al revisar con respecto al estado límite por rotura de vidrios se verificará que alrededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v su altura.

8.11 *Comportamiento asimétrico*

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia entre $1 + 2.5dQ$, en que d es la diferencia en los valores de a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido.

9. ANALISIS DINAMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

9.1 *Análisis modal*

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de translación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en la sección 3 de estas normas reducidas como se establece en la sección 4 de las mismas.

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

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio a los que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento.

9.2 *Análisis paso a paso*

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes

entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan el Reglamento y estas normas, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

9.3 *Revisión por cortante basal*

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que $0.8aW_0/Q'$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_0 iguale a este valor.

9.4 *Efectos bidireccionales*

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 8 de estas normas en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección.

10. ANALISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

Las presentes normas complementarias sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones de la presente sección, sean congruentes con este cuerpo normativo y reciban la aprobación del Departamento.

10.1 *Tanques, péndulos invertidos y chimeneas*

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice se combinarán con el 50% de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido

almacenado así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

10.2 Muros de retención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se evaluarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por el Departamento.

11. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos de la sección 5 de las presentes normas, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique a satisfacción del Departamento la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplome de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1 + 10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1 + 5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplome de la construcción dividido entre la altura de ésta. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

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

APENDICE

A1 ALCANCE

Para el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III será permisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas técnicas complementarias las modificaciones que contiene el presente apéndice. En todos los aspectos que no cubre este apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas técnicas complementarias.

A2 NOTACION ADICIONAL

Se emplean aquí los símbolos del cuerpo principal de estas normas, así como otros, entre los cuales los más importantes son:

A (m^2)	=	área de la superficie neta de cimentación
G (ton/m^2)	=	módulo de rigidez del suelo
H (metros)	=	profundidad de los depósitos firmes profundos, medida desde la superficie del terreno
I (m^4)	=	momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza
J ($ton\ m^2$)	=	momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la infraestructura
K_p ($ton\ m$)	=	rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta
K_r ($ton\ m/radián$)	=	rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación con respecto al eje centroidal de la base y perpen-

	dicular a la dirección que se analiza
K_v (ton/m)	= rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical
K_x (ton/m)	= rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza
M_o (ton m)	= momento de volteo basal
R_r (metros)	= radio equivalente para cálculo de K_r
R_x (metros)	= radio equivalente para cálculo de K_x y de K_v
T_o (segundos)	= periodo fundamental de vibración que tendría la estructura en la dirección que se analiza, si descansara sobre base rígida
T_1 (segundos)	= periodo fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de ésta con el terreno
T_r (segundos)	= periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto al eje centroidal horizontal perpendicular a la dirección que se analiza
T_s (segundos)	= periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés
T_x (segundos)	= periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza
W'_o (toneladas)	= valor de W al nivel de desplante de la estructura incluyendo el peso de sus cimientos y descontando el peso del suelo desplazado por la infraestructura

A3 DEL TIPO DE ANALISIS

Solamente serán aplicables los métodos estático y dinámico a que se refiere la sección 2 de estas normas complementarias y con las limitaciones que allí se establecen.

A4 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se especifica en la sección 3.

El periodo fundamental de vibración de la estructura se calculará teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en la sección A7.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el periodo dominante más largo del sitio, el coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en las partes sombreadas de la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A. Para los sitios en que se desconoce dicho periodo, T_a , T_b y r se consignan en la tabla 3.1. En sitios en que se conozca el periodo dominante más largo del terreno, T_s , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3.1, también se adoptará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = \frac{1.6T_s}{4 + T_s^2}$$

para las estructuras del grupo B, y 1.5 veces este valor para las del A; T_s está en segundos; en estos sitios se tomará $T_a = 0.64T_s$ en la zona II $T_a = 0.35T_s$, pero no menor que 0.64 seg en la III, y $T_b = 1.2T_s$ en ambas zonas. El valor de T_s se tomará de la figura A4.1 o se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y propiedades locales del suelo y reciban aprobación del Departamento.

A5 ANALISIS ESTATICO

Será aplicable el método que describe la sección 8 de las presentes normas siempre que la estructura no exceda de 60 m de alto, tomando en cuenta el valor aproximado

del periodo fundamental de vibración de la estructura, con las siguientes salvedades:

I. En el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración, T_1 , se incluirán las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas a desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción. Tales contribuciones se calcularán como establece la sección A7 de las presentes normas.

II. Si T_1 es menor o igual que T_b , se procederá; como en el inciso 1 de la sección 8 pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones A4 y 4 de las presentes normas.

III. Si T_1 es mayor que T_b , se procederá como en el inciso II pero tomando las fuerzas laterales proporcionales al coeficiente que marca el párrafo c del inciso 2 de la sección 8.

IV. En el cálculo de solicitaciones y fuerzas internas se tomarán en cuenta los efectos de desplazamientos y rotaciones de la base como lo especifica la sección A7 de estas normas, así como los debidos a las deformaciones axiales de muros y columnas cuando estos efectos sean significativos. No será necesario incluir estas contribuciones en la revisión de los estados límite de deformaciones laterales y de rotura de vidrios; mas sí en el cálculo de los efectos de segundo orden y en el de separaciones entre la construcción y sus linderos con predios vecinos o en juntas de construcción entre cuerpos de un mismo edificio.

A6 ANALISIS DINAMICO

Serán aplicables los métodos que especifica la sección 9 de las presentes normas, con las siguientes salvedades:

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará por satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción, como lo especifica la sección A7 de las presentes normas, en el periodo y forma del modo fundamental de vibración y en el factor Q' correspondiente según estipula la sección 4.

A7 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión

$$T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

en que T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo, T_o el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida, T_x el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y T_r es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso despreciarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_x en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x , en ton/m:

$$T_x = 2\pi(W_o'/gK_x)^{1/2}$$

donde T_x está en segundos, W_o' es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en toneladas y g es la aceleración de la gravedad, en m/seg². El valor de W_o' no se tomará menor de $0.7 W_o$. Para el cálculo de T_r se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K_r , en ton m/radián:

$$T_r = 2\pi(J/gK_r)^{1/2}$$

donde T_r está en segundos y J es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en ton m^2 , con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_r se obtendrán de la tabla A7.1, en que G es el módulo de rigidez medio, en ton/m , del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_r , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{1/4}$$

en las que A , en m^2 , es el área de la superficie neta de cimentación, e I , en m^4 , es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_x y K_r de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum K_{x_i}$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{v_i}$$

en las que i denota valores correspondientes a la zapata i -ésima; x_i es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación, y K_{x_i} y K_{v_i} se determinan de la tabla A7.1 empleando el valor de R_x que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K_r se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla A7.1, empleando para el cálculo de K_p la siguiente expresión:

$$K_p = \sum_{i=1}^n k_{pi} d_i^2$$

en la que n es el número de pilotes, y k_{pi} y d_i son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote i ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por M_o/K_r , en radianes, en que M_o es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en ton m ; y en la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debidos a esta rotación como el desplazamiento de la base, dado por V_o/K_x , en metros, en que V_o es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio, G , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará

$$G = 2(H/T_s)^2$$

donde G está en ton/m^2 , T_s es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura y se obtendrá de la figura A4.1, y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para determinarla, se tomará de la figura A7.1. En los sitios donde no se conoce el valor de G , si G no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 ton/m^2 .

Tabla A7.1 Valores de K_x , K_r y K_v

En la zona II

Profundidad de desplante(1)	K_x	K_r (2)	K_v	
			Losa	Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante(1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
≥ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_D}$	$16GR_x$

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

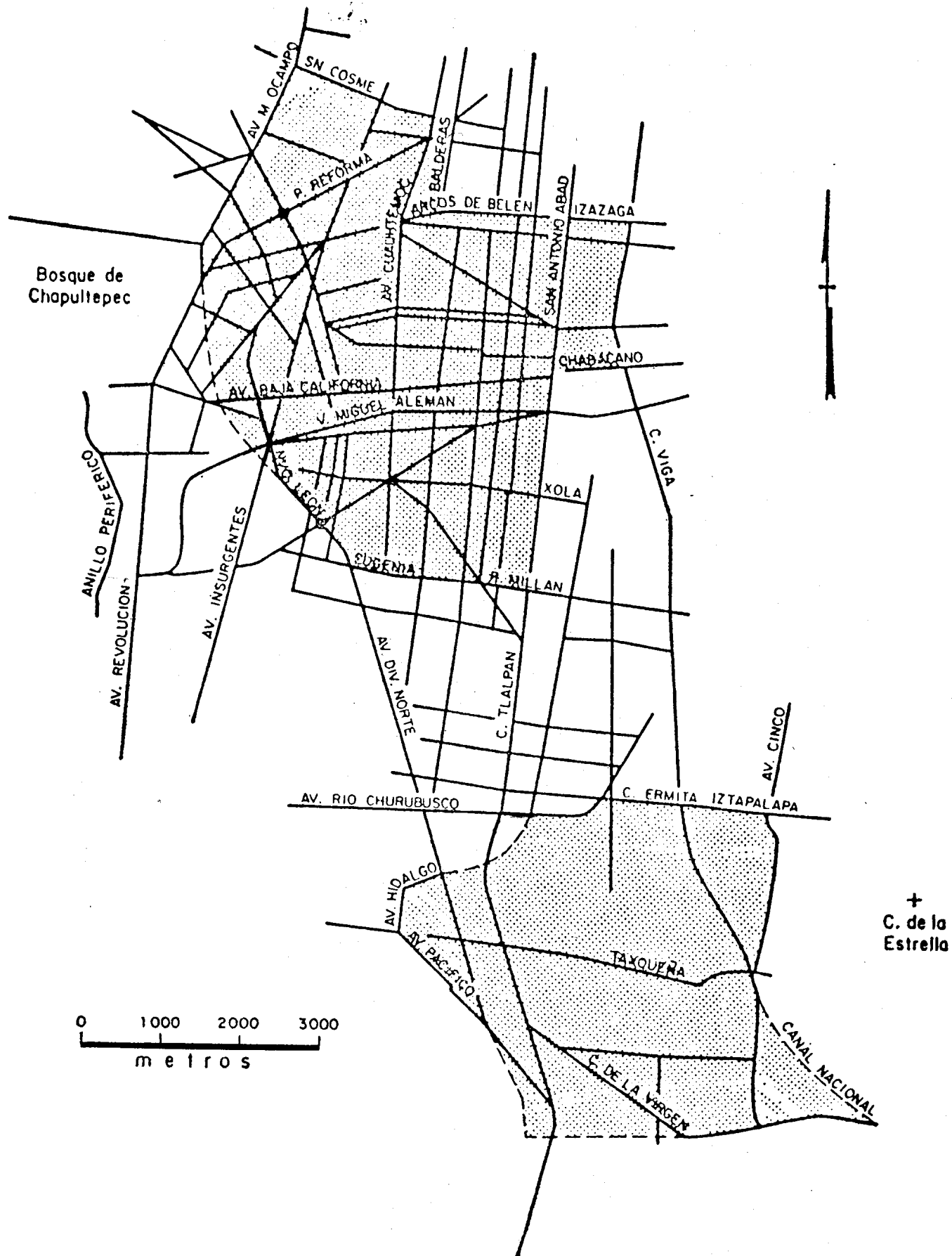


Figura 3.1 Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición.

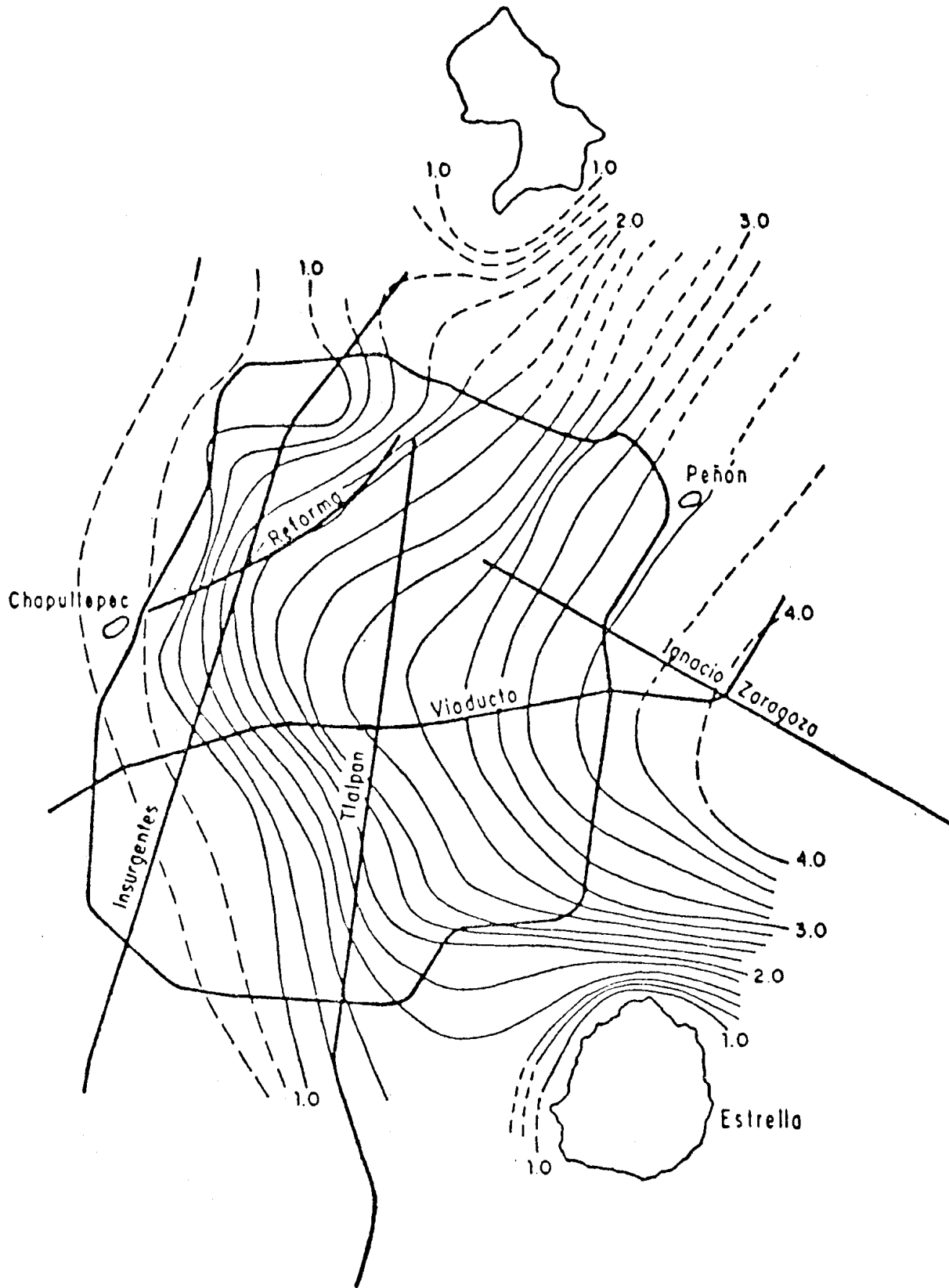


Figura A4.1 Valores de Ts en segundos.

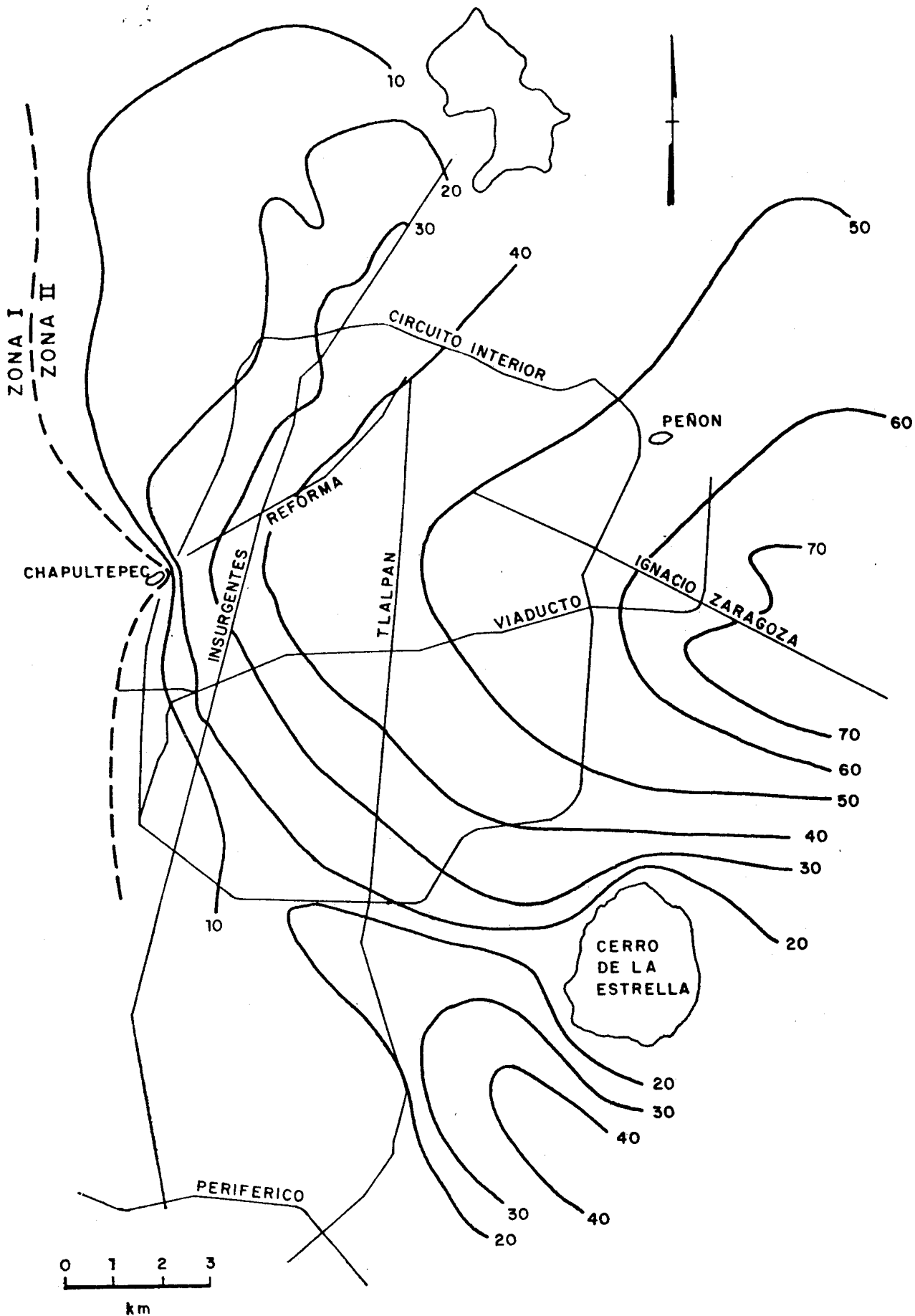


Figura A7.1 Valores de H en metros.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO POR VIENTO.**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	5
--	---

NORMAS TECNICAS:

1. INTRODUCCION	7
1.1 Alcance	7
1.2 Notación	7
2. CRITERIOS DE DISEÑO	7
2.1 Consideraciones generales	7
2.2 Clasificación de las estructuras	7
2.3 Efectos a considerar	8
2.4 Estudios en túnel de viento	8
2.5 Precauciones durante la construcción	8
3. METODO ESTÁTICO DE DISEÑO POR VIENTO	8
3.1 Presión de diseño	8
3.2 Corrección por exposición y por altura	9
3.3 Factores de presión	9
I. Edificios y construcciones cerradas	9
II. Paredes aisladas y anuncios	9
III. Estructuras reticulares	10
IV. Chimeneas, silos y similares	10
V. Antenas o torres de sección pequeña	10
3.4 Presiones interiores	11
3.5 Area expuesta	11
4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO	11
5. EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO	15
6. EFECTO DE VORTICES PERIODICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMATICAS	15

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO

1. INTRODUCCION

1.1 Alcance

En estas normas se detallan y amplían los requisitos de diseño por viento contenidos en el capítulo VII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho Título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en el art. 187.

1.2 Notación

A	área tributaria
B	factor por turbulencia de fondo
C _L	factor de empuje longitudinal
C _T	factor de empuje transversal
C _Z	factor correctivo por altura
C _p	factor de empuje
F	función relacionada con la distribución de la energía del viento
F _L	fuerza estática equivalente que toma en cuenta el efecto de los vórtices
G	factor de ráfaga
H	altura de la estructura
R	factor de rugosidad
S	factor de tamaño
V _{cr}	velocidad crítica del viento
a	coeficiente que depende del tipo de exposición
b	ancho mínimo de un edificio
d	dimensión de la estructura perpendicular a la acción del viento
g	factor de pico
m	relación lado mayor a lado menor en anuncios sobre el suelo y relación altura a ancho en anuncios elevados
n ₀	frecuencia del modo fundamental
p	presión debida al viento
P ₀	presión básica de diseño
r	relación altura a claro en techos arqueados
s	relación separación a peralte en elementos de armaduras
z	altura de un punto desde el suelo
β	acción del amortiguamiento crítico

θ	ángulo de inclinación en techos inclinados
Φ	relación de solidez. Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta

2. CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Consideraciones generales

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del capítulo 4 de estas Normas.

2.2 Clasificación de las estructuras

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

TIPO 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que cinco o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 seg. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

TIPO 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo los

edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con periodo fundamental mayor de 2 segundos.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

TIPO 3. Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricas y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

TIPO 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1.

2.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I. Empujes y succiones estáticos
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
- IV. Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el capítulo 3 de estas Normas.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de los capítulos 3 y 5 de estas Normas, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las ca-

racterísticas de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el capítulo 6 de las presentes Normas. Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valorarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por el Departamento.

2.4 Estudios en túnel de viento

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios en túnel de viento seguirán las técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por el Departamento.

2.5 Precauciones durante la construcción

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado.

3. METODO ESTATICO DE DISEÑO POR VIENTO

3.1 Presión de diseño

El efecto del viento se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determinará con la expresión

$$p = C_p C_z K_p \rho \quad (1)$$

en la cual

p_0 es la presión básica de diseño; se tomará igual a 30 kg/m² para las estructuras comunes y a 35 kg/m² para aquellas clasificadas como del grupo A en el artículo 174 del Título sexto del Reglamento.

K es un factor correctivo por condiciones de exposición del predio en que se ubica la construcción; se determina según la sección 3.2.

C_z es un factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta; se calcula como se indica en la sección 3.2.

C_p es el factor de presión; depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta. Sus valores se indican en la sección 3.3. Los valores positivos de C_p corresponden a empuje y los negativos a succión.

3.2 Corrección por exposición y por altura

Los factores K y C_z de la ecuación 1 dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio; para su determinación se consideran tres zonas de ubicación.

A. Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m.

B. Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del caso A.

C. Zona de terreno abierto. Pocas o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto o en promontorios.

La tabla 1 indica los valores de K que deben adoptarse para las zonas anteriores.

El factor C_z se tomará igual a uno para alturas hasta de 10 m sobre el nivel del terreno y, para alturas mayores, igual a

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a}$$

z es la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno y el coeficiente a se indica en la tabla 1, según la zona de ubicación.

TABLA 1

FACTORES DE CORRECCION DE LA PRESION DE VIENTO POR CONDICIONES DE EXPOSICION (sección 3.2)

Z O N A			
	A	B	C
K	0.65	1	1.6
a	3.6	4.5	7.0

3.3 Factores de presión

Los factores de presión, C_p , de la ecuación 1 se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

CASO I. Edificios y construcciones cerradas

Se considerarán los siguientes factores de presión para el diseño de la estructura principal:

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento *	- 0.5
Paredes laterales	- 0.7
Techos planos	- 0.7
Techos inclinados para acción paralela a las generatrices	- 0.7
Techos inclinados, lado de sotavento	- 0.7
Techos inclinados, lado de barlovento **	- 0.8 < 0.04θ - 1.6 < 1.8
Techos curvos	ver tabla 2

CASO II. Paredes aisladas y anuncios

La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se cal-

* La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

culará a partir de la ecuación 1 y utilizando un factor de presión calculado con la expresión siguiente:

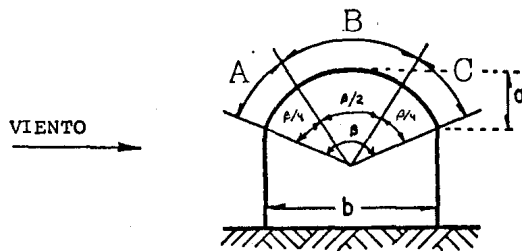
$$C_p = 1.3 + m/50 < 1.7$$

m es la relación lado mayor entre lado menor para anuncios sobre el suelo y la relación altura entre ancho para anuncios elevados. Se considerarán elevados aquellos anuncios cuya distancia libre al suelo es mayor que una cuarta parte de su dimensión vertical.

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, se aplicarán los mismos coeficientes y las presiones se considerarán solamente sobre el área expuesta.

TABLA 2

FACTORES DE PRESION PARA CUBIERTAS DE ARCO



Relación $r = a/b$	A	B	C
$r < 0.2$	- 0.8		
$0.2 < r < 0.3$	$5r - 1.8$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$2.7r - 0.7$		

NOTA: Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, la zona A deberá diseñarse con un factor de empuje igual a 1.4r, para todo valor de r.

CASO III. Estructuras reticulares

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por traveses de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un factor de presión de 2.0 cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como $1 - 1.7(\Phi - 0.01x)$, siendo x la relación de separación a peralte y Φ la relación de solidez.

CASO IV. Chimeneas, silos y similares

Los factores de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en tabla 3.

En este tipo de estructuras, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos a partir de las disposiciones del capítulo 5 de estas normas.

TABLA 3

FACTORES DE PRESION PARA CHIMENEAS Y SILOS

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez *		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2.0
Hexagonal u octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (sup. rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (sup. lisa)	0.5	0.6	0.7

* La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.

CASO V. Antenas o torres de sección pequeña

Para el diseño de antenas o torres hechas a base de armaduras, de sección transversal cuadrada o triangular,

en que la mayor dimensión de su acción transversal es menor a un metro, el coeficiente de empuje se calculará con la siguiente expresión

$$C_p = 4 - 5,5\Phi > 1,8$$

Φ es la relación de solidez.

Para antenas cuyos miembros son de sección circular (tubos), el coeficiente de empuje podrá reducirse multiplicándolo por 0.7.

3.4 Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes inferiores de las paredes y techo y se determinarán con la ec 1 empleando los factores de empuje que se indican a continuación, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	-0.3

3.5 Area expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 1 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el

área total. La dirección de las presiones de viento será normal a la superficie considerada.

En superficies con vanos, como las de estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionan a otros, mediante el criterio indicado en el caso III de la sección 3.3.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la ecuación 1. Se usarán los factores de presión de la tabla 4 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la tabla 5 para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, los de la tabla 6 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un factor de presión calculado como

$$C_p = -3.0 + A/75 < -1.8$$

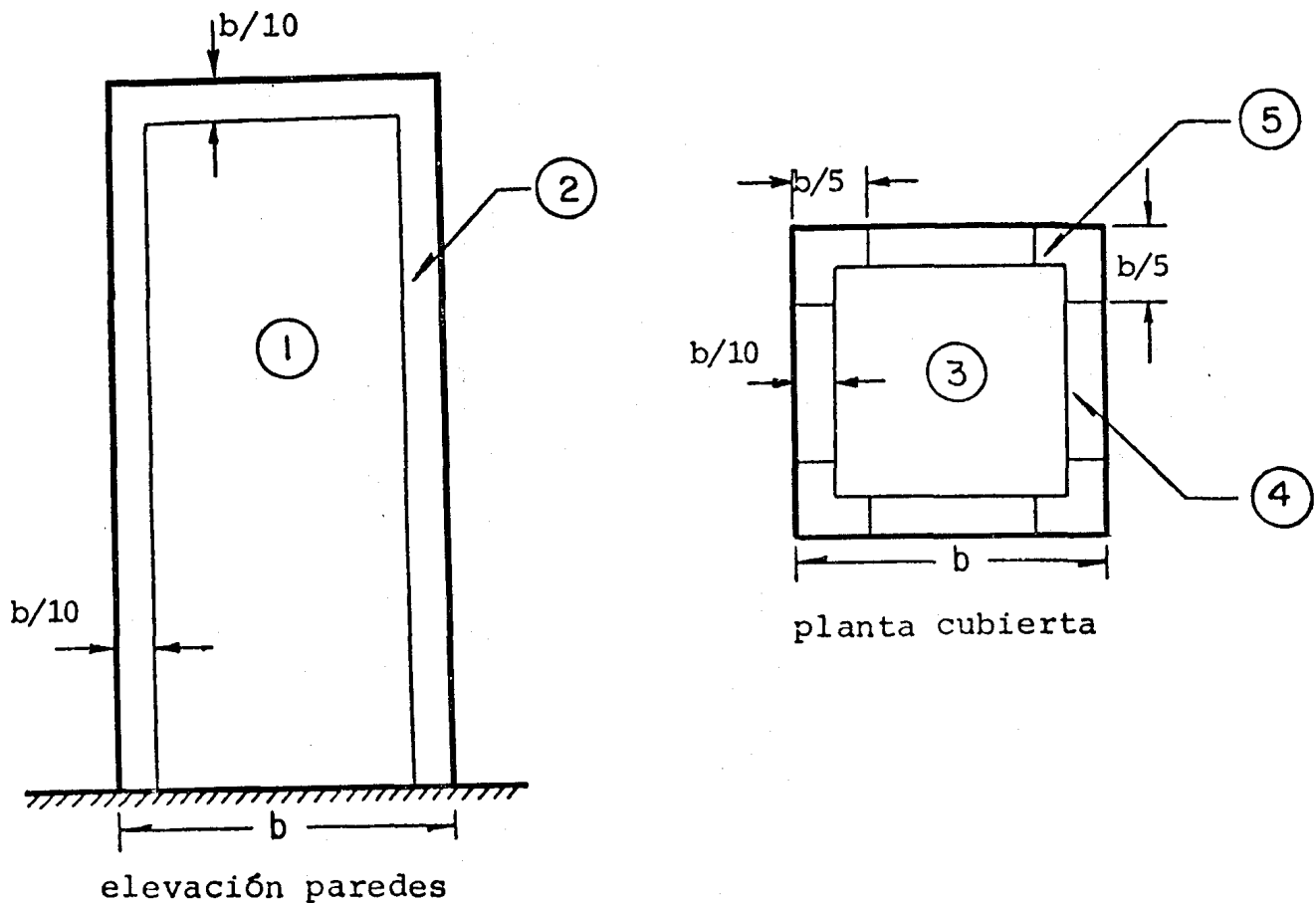
donde A es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en la sección 3.4 de estas normas, para construcciones en cuyas paredes pueda haber aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará, para el diseño de los elementos de recubrimiento un factor de presión de ± 0.25 .

TABLA 4

FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN EDIFICIOS CON $H \geq 20$ m

ZONA	EFEECTO	FACTOR DE PRESION
1	succión empuje	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$ $0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión empuje	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$ $0.8 < 1.2 - A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -1.75$
5	succión	$-4 + A/8 < -2$



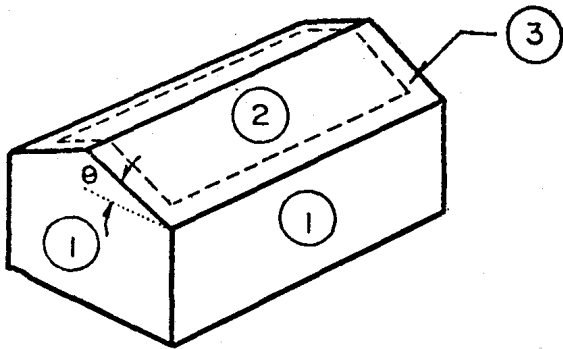
donde:

b es ancho mínimo del edificio

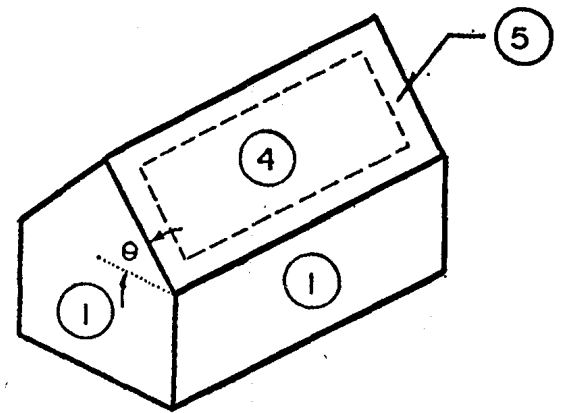
A es el área tributaria del elemento que se diseña

TABLA 5
FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN EDIFICIOS CUYA
ALTURA ES MENOR A 20 m

ZONA	EFEECTO	FACTOR DE PRESION
1	succión empuje	$-2 + A/50 < -1.1$ $1.5 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión empuje	$1.4 + A/50 < -1.2$ $1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión empuje	$-1.7 + A/35 < -1.4$ $1.3 - A/50 > 1.1$



Para $0 \leq \theta \leq 30$



Para $\theta > 30^\circ$

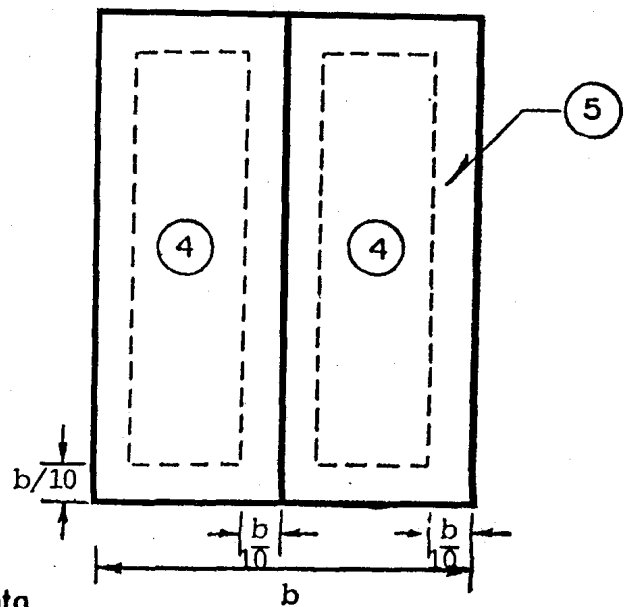
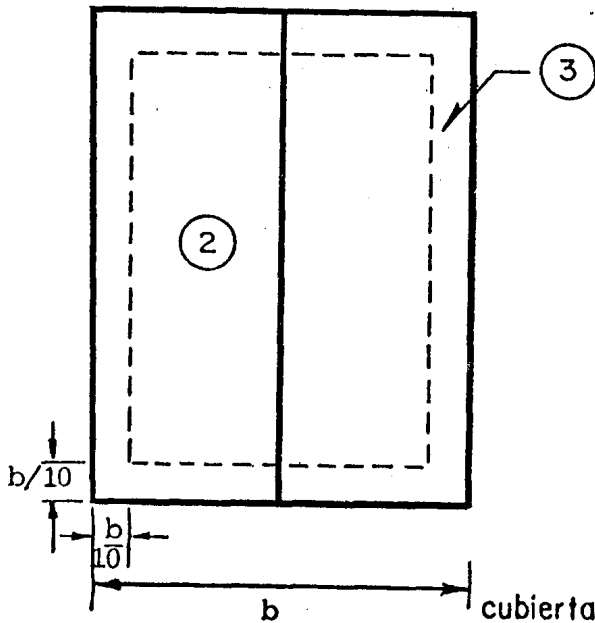
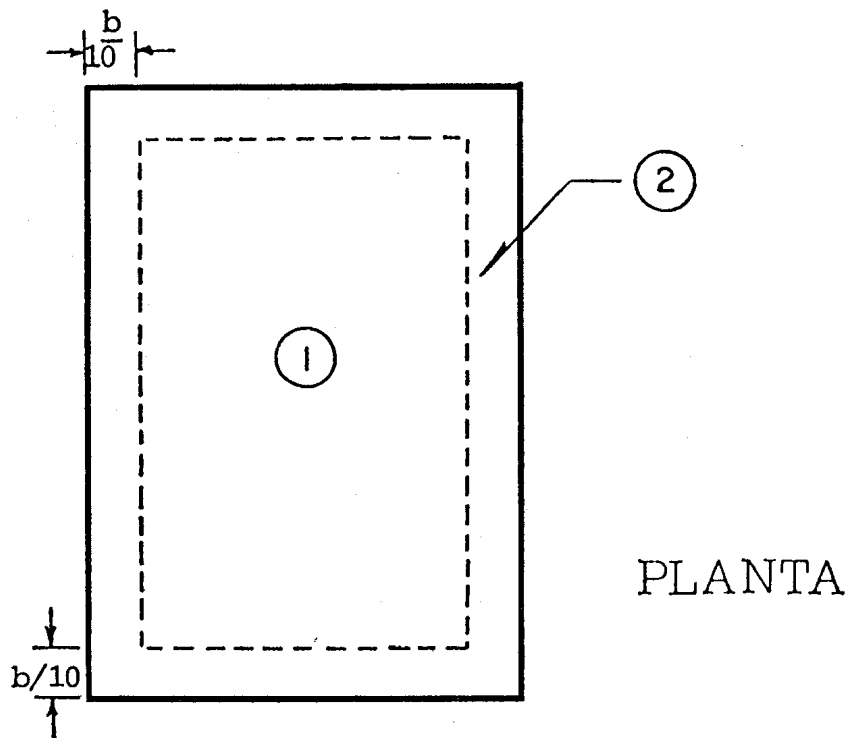


TABLA 6

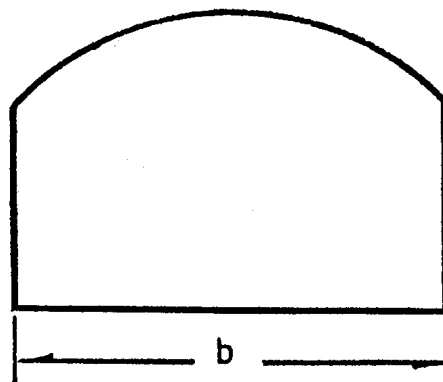
FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN CUBIERTAS DE ARCO

Multiplíquense los valores indicados en la tabla 2 por los siguientes factores:

ZONA	AREA TRIBUTARIA	
	$A \leq 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



PLANTA



ELEVACION

5. EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada con la ecuación 1 por un factor de ráfaga determinado con la siguiente expresión:

$$G = 0.46 + g \sqrt{\frac{R}{C_z} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1$$

en donde

$$g = \left[\sqrt{2 \text{Ln}(3600 n_o)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \text{Ln}(3600 n_o)}} \right] \frac{1}{2.3}$$

0.08 para la exposición C

R = 0.16 para la exposición B

0.34 para la exposición A

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1 + x^2)^{4/3}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right]$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1 + x_o^2)^{4/3}}$$

$$x_o = (1220 n_o / V_H)$$

$$V_H = 22.2 \sqrt{K C_z}$$

G = factor de ráfaga

g = factor de pico

R = factor de rugosidad

B = factor de turbulencia de fondo

S = factor de tamaño

n_o = frecuencia del modo fundamental de la estructura

H = altura de la estructura, en m

β = fracción del amortiguamiento crítico

Ln = indica logaritmo natural

C_z = Factor correctivo por altura, ver sección 3.2

K = Factor correctivo por exposición, ver sección 3.2

6. EFECTO DE VORTICES PERIODICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMATICAS

En el diseño de las estructuras tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes.

a) Vibraciones generales

Su efecto se representa mediante fuerzas estáticas equivalentes perpendiculares a la acción del viento. Se determinará una fuerza F_L por unidad de longitud del eje de la pieza, con la siguiente ecuación

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048 V_{cr}^2 d \quad (2)$$

donde

F_L = fuerza por unidad de longitud (kg/m)

β = coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico

C_T = factor de empuje transversal

V_{cr} = velocidad crítica del viento

d = dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del viento

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5n_o d \quad (3)$$

donde n_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental.

El factor de empuje transversal C_T podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular.

b) Vibraciones locales

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como algunas chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomado de cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, con magnitud dada por la ecuación (2).

c) Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

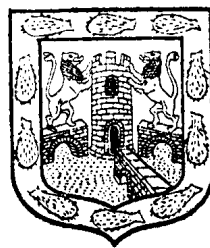
Los requisitos a y b pueden omitirse en los siguientes casos:

I. Cuando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos, se demuestre que la for-

ma, dimensiones o acabado exterior de la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño.

II. Cuando el periodo fundamental de la estructura o miembro estructural en estudio difiera cuando menos en 30 por ciento de cualquier valor posible que puedan tener los vórtices alternantes, para velocidades menores o iguales a las de diseño. Esta condición se logra cuando la velocidad crítica, calculada para estructuras de sección circular con la ecuación 3, excede de

$$\left(\frac{P_o K C_z}{0.062} \right)^{1/2}$$



**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones	5
---	---

NORMAS TECNICAS:

1. INTRODUCCION	7
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO.	7
2.1 Reconocimiento del sitio	7
2.2 Exploraciones	7
2.3 Determinación de propiedades.	8
2.4 Investigación del hundimiento regional	10
3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	11
3.1 Acciones de diseño	12
3.2 Factores de carga y de resistencia.	13
3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)	13
3.3.1 Estados límite de falla	13
3.3.2 Estados límite de servicio	15
3.4 Cimentaciones compensadas	15
3.4.1 Estados límite de falla	16
3.4.2 Estados límite de servicio	16
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura	16
3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción	16
3.5.1 Estados límite de falla	16
3.5.2 Estados límite de servicio	17
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas	17
3.6.1 Estados límite de falla	17
3.6.2 Estados límite de servicio	18
3.7 Pruebas de carga en pilotes	19
3.8 Cimentaciones especiales	19

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION	19
5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	19
5.1 Estados límite de falla	19
5.2 Estados límite de servicio	21
6. MUROS DE CONTENCIÓN	21
6.1 Estados límite de falla	21
6.2 Estados límite de servicio	22
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	22
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones.	22
7.1.1 Cimentaciones de contacto	22
7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas	22
7.2 Excavaciones.	23
7.2.1 Consideraciones generales	23
7.2.2 Control del flujo de agua	24
7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar	24
7.2.4 Secuencia de excavación	25
8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION	25
Comentarios al capítulo de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones	25
1. INTRODUCCION	25
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO	25
3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	25
4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN	26
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	26
6. REFERENCIAS	26

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; lo., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; lo., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; lo., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos lo., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

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

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

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

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

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

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

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

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

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

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

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

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

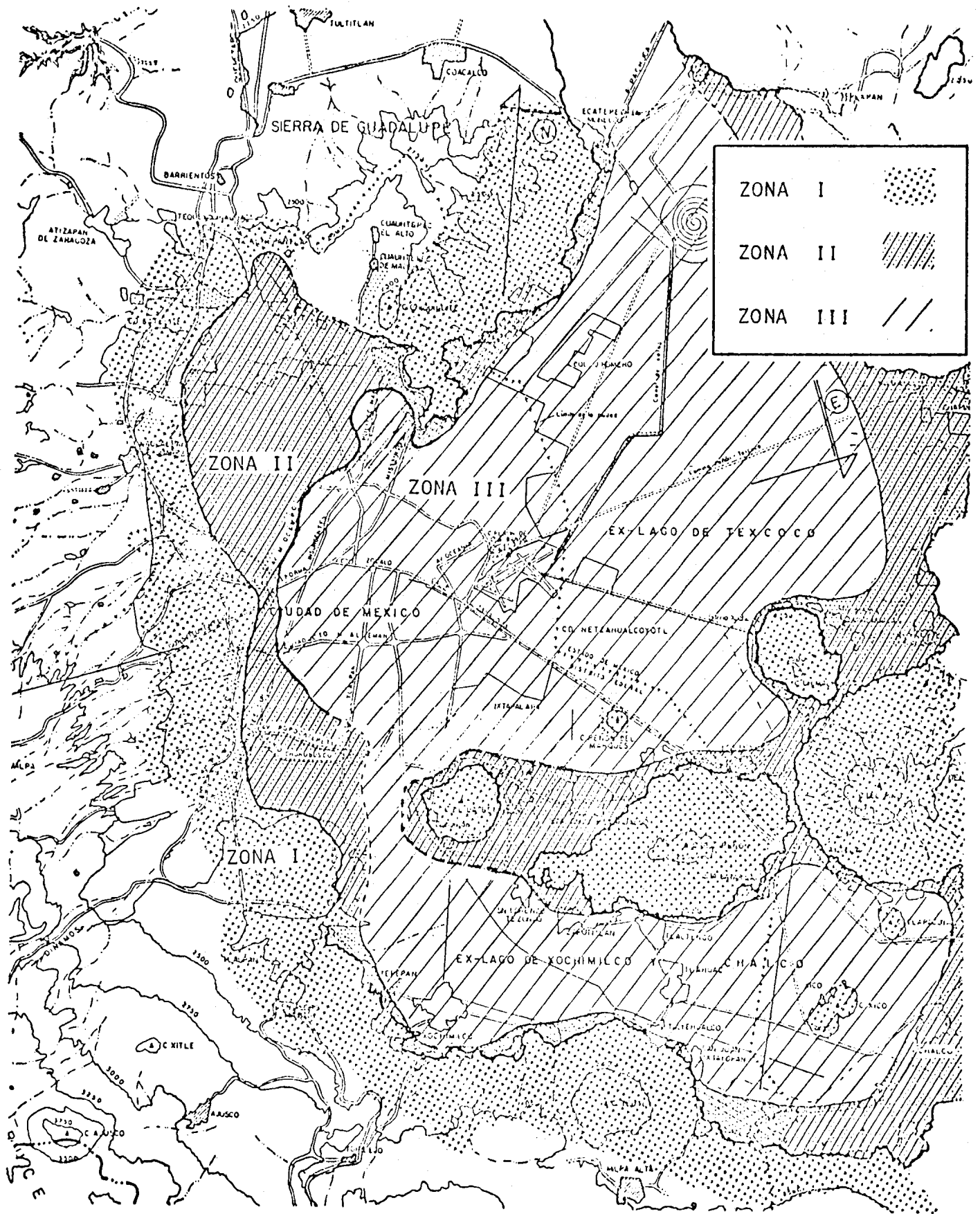


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

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

TABLA II
LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION *

a) *Movimientos verticales (hundimiento o emersión)*

<i>Concepto</i>	<i>Límite</i>	
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas	30 cm**
	Asentamiento	15 cm
	Emersión	30 cm**
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana

b) *Inclinación media*

<i>Tipo de daño</i>	<i>Límite</i>	<i>Observaciones</i>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

<i>Tipo de estructura</i>	<i>Variable que se limita</i>	<i>Límite</i>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

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

3.1 *Acciones de diseño*

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combina-

ción se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viéto o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del Reglamento.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 194, Cap. III de este Título. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. $0.7(1 - s/2)$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por

adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

3. 0.70 para los otros casos.

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

3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum QF_c/A < [\bar{p}_v(N_q - 1) + \gamma BN_\gamma/2] F_R + p_v \quad (2)$$

donde

$\sum QF_c$, suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A , área del cimiento, m^2

p_v , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

\bar{p}_v , presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m^2

γ , peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u , cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

B , ancho de la cimentación, m

N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L),$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$.

donde D_f es la profundidad de desplante en m

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_γ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

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

F_R , factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

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

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan (\alpha \tan \phi^*) \quad (3)$$

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

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante

la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

donde

γ' , peso volumétrico sumergido, t/m³.

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m³.

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

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas

en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

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

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el Art 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z \quad (6)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 relación de vacíos inicial.

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

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

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

3.4 Cimentaciones compensadas

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

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

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

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoría de elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser

superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.1 Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_c < R \quad (7)$$

donde

$\sum Q F_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o

zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 8 con $F_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ec. 9.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (8)$$

donde

$F_R = 0.7 (1 - s/2)$, factor de resistencia

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_f capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m^2

f adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohe-

sión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el Art. 203, Capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas (ver Tabla II, RCDF). Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec 8.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

— Para suelos cohesivos:

$$C_p = [c_u N_c^* F_R + p_v] A_p \quad (9)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v, N_q^* F_R + p_v] A_p \quad (10)$$

donde

C_p capacidad por punta, t

A_p área transversal de la pila o del pilote, en m^2

p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2

c_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_q^*	7	9	13

ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{\min} + L_c(N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan(45^\circ + \phi/2)]$$

cuando $L_c/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$, o bien

$$N_q^* = N_{\max}$$

cuando $L_c/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350
N_{\min}	7	11.5	20	39	78

L_c longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B ancho o diámetro de los pilotes, m

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.3.1

- F_R factor de resistencia igual a 0.35

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

— Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (11)$$

donde

B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5 m)

n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso

— Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ec 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (12)$$

— También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación 10, una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión 11.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

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

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B₁. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

3.8 Cimentaciones especiales

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

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

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

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

- que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán poder resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el Artículo 228, Cap. VIII del Reglamento, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las con-

diciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w/\gamma_m)h_w \quad (13)$$

donde

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w peso volumétrico del agua

γ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o mu-

ros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

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

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

$$p_v + \sum q F_c < c_u N_c F_r \quad (14)$$

donde

c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, t/m^2

N_c coeficiente de capacidad de carga definido en 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad

p_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, t/m^2

$q F_c$ sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, t/m^2

F_r factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y

a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

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

5.2 Estados límite de servicio

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

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademas en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCION

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los mu-

ros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

6.1 Estados límite de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

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

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

— Restricciones del movimiento del muro

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

— Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo

que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

— Compactación del relleno

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

— Base del muro

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

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

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

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

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

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

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

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

foración y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), ésta deberá tener una altura mínima de 15 cm en su parte exterior y una inclinación mínima de 60 grados con la horizontal en su frontera superior.

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

b) Pilotes hincados a percusión

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

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

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor de 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída,

la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración y la penetración correspondiente a los últimos diez golpes.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará mediante nivelaciones si hay emersión de cada pilote inducida por el hincado de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se rehincarán hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para la hinca de pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. Si un pilote se rompe o daña estructuralmente durante la hinca, o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

c) Pruebas de carga en pilotes

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

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba
- Descripción del pilote y datos obtenidos durante la instalación del mismo.
- Descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote.
- Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga.
- Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el inciso 5 de las presentes normas.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del nivel freático, si éste se halla por encima de la máxima profundidad excavada y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

7.2.2 Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

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

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

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

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

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua superficial.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

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

7.2.4 Secuencia de excavación

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

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

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

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m² o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Departamento, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este período, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

COMENTARIOS AL CAPITULO DE CIMENTACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

El diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades. El diseñador debe estar familiarizado con las peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Para ello, es indispensable que, además de contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos (Refs. 1 y 4) estudie con detenimiento la información de las Refs. 2 a 9. Para una introducción concisa al tema, se recomienda la lectura de la Ref. 10. Los comentarios que se presentan a continuación, así como la aplicación de los criterios señalados en las referencias indicadas no tienen carácter normativo.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En las Refs. 11 y 12 se discuten métodos a seguir para la realización de los diferentes tipos de sondeos.

La problemática de las áreas minadas de la zona I y una metodología para detectar y tomar en cuenta en el diseño las cavernas se exponen en la Ref. 6.

En la Ref. 13 se presentan los procedimientos a seguir para realizar los principales ensayos de laboratorio.

Es recomendable que los materiales se clasifiquen con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Ref. 14).

Para la investigación de las condiciones de hundimiento regional, es de utilidad consultar la información publicada en forma periódica por la Comisión de Aguas del Valle de México (Ref. 15). Es necesario tener cuidado en la extrapolación de las tendencias observadas durante las décadas pasadas, pues el hundimiento parece haber presentado variaciones de velocidad importantes en los últimos años (Ref. 16).

3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

El diseño de cimentaciones en suelos y en rocas para condiciones especiales no contempladas en el Reglamento puede realizarse por los procedimientos detallados en las Refs. 17 y 18 respectivamente.

Una discusión de los parámetros del suelo a tomar en cuenta y los métodos para el cálculo de movimientos inmediatos se presenta en la Ref. 19.

En la Ref. 3 se trata el problema de la interacción estática suelo-estructura. En la Ref. 20 se proporciona un método simplificado para tomarla en cuenta.

Resultados relativos a las características dinámicas de las arcillas del Valle de México han sido publicados en las Refs. 3 y 21. El comportamiento de diversos tipos de cimentación durante los sismos de 1985 se describe en la Ref. 9. En las Refs. 3, 22 y 23 se proponen métodos para el cálculo de los asentamientos de una cimentación sobre pilotes de fricción.

Para el análisis de la capacidad de carga de pilotes ante cargas laterales, se pueden consultar las refs. 17 y 20.

Mediciones de la magnitud de la fricción negativa en las arcillas del Valle de México se presentan en las Refs. 2, 3 y 24.

Los efectos de escala que pueden presentarse en pilas de gran diámetro se analizan en la Ref. 25.

Existen numerosas soluciones teóricas diferentes para los valores de los coeficientes de capacidad de carga de pilotes de punta o pilas. Se ha incluido en el inciso 3.6 una solución que toma en cuenta la longitud empotrada de pilotes en el estrato resistente. Deberá definirse con precaución el ángulo ϕ de diseño, ya que tiene gran incidencia en los coeficientes de capacidad de carga.

Los diferentes tipos de cimentaciones especiales comunes (de control, penetrantes, etc.) se describen en las Refs. 26 y 27.

4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

Los diversos métodos de análisis de estabilidad de excavaciones y muros de contención se describen en la Ref. 28.

Problemas y comportamientos a corto plazo característicos de excavaciones en la zona III se presentan en la Ref. 29.

Los efectos del tiempo sobre la estabilidad de taludes en arcillas del Valle de México se analizan en la Ref. 30.

El diseño del sistema de soporte a base de tablestacas se discute en la Ref. 3. En la Ref. 11 se detalla el análisis de la estabilidad de los muros colados en el lugar. En la Ref. 31 se dan resultados de mediciones de campo en muros de contención colados in situ.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para una evaluación de los diversos procedimientos de construcción de cimentaciones profundas, se pueden consultar las Refs. 32 y 33.

Una evaluación de la utilidad y limitaciones del bombeo para realizar excavaciones en las arcillas del Valle, se presenta en la Ref. 34.

6. REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. y Peck, R.B., 1967, Soil mechanics in engineering practice, John Wiley.
2. Marsal, R.J. y Mazari M., 1959, El subsuelo de la Ciudad de México, *Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos* (Ciudad de México), UNAM, reeditado (español-inglés) en 1969.
3. Zeevaert, L., 1972, Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold Co., New York, USA.
4. Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel R., 1970, "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México". *Memorias de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, publicadas por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
5. Nabor Carrillo, El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969, difusión por parte de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
6. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, *Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México*, Memoria del simposio celebrado el 12 de marzo de 1976.
7. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978, *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*, Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo de 1978.
8. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1986, *Simposio Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México el 5 de septiembre de 1986.
9. Auvinet, G. y Mendoza, M.J. "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Ref. 8*.
10. Marsal, R.J., 1986, Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal, *Publicación de la Comisión Federal de Electricidad No. 61*.
11. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Departamento del Distrito Federal, 1986, "Manual de estudios geotécnicos. Solución subterránea en cajón; *Estudio para la tipificación del metro de la Ciudad de México D-08*".
12. Petróleos Mexicanos, 1974, "*Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones*", Norma Núm. 2.214.05, publicada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
13. SARH, 1970, Manual de mecánica de suelos.
14. Juárez-Badillo, E. y Rico, A., 1967, Mecánica de suelos, LIMUSA.

15. Comisión de Aguas del Valle de México. SARH, *Boletines de Mecánica de Suelos*, Números 1 a 8.
16. Botas, G. y Téllez, J.B., 1985, "Asentamientos regionales en la Ciudad de México", *Memoria del simposio sobre la Mecánica de Suelos y la Geohidrología*, celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM.
17. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.4, Cimentaciones en suelos.
18. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.3.3, Cimentaciones en rocas.
19. Reséndiz, D., Nieto, J.A., Figueroa, J., 1967, "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements", *Memoria del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, pp. 443-466, Caracas, Venezuela.
20. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo C.2.2, Diseño estructural de cimentaciones.
21. Romo, M.P. y Jaime, A., 1986, "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera etapa", *Informe del Instituto de Ingeniería*, UNAM.
22. Reséndiz, D. y Auvinet, G., 1973, "Analysis of pile foundations in consolidating soils", *Series del Instituto de Ingeniería*, E7, UNAM.
23. León, J.L., y Reséndiz, D., 1979, "Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 420, UNAM.
24. Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "Fricción negativa en pilotes: Estado actual del conocimiento", Ref. 7, p. 203.
25. Meyerhof, G.G., "Scale effects on ultimate pile capacity", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, 1983, pp. 797-806.
26. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980, "Reunión conjunta consultores-constructores de cimentaciones profundas", Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México en septiembre de 1980.
27. Informe sobre pilotes de control (1987), Formulado por empresas Colinas de Buen, TGC, Tlalli y DIRAC, a solicitud de Teléfonos de México.
28. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.3, Estructuras de tierra.
29. Reséndiz, D. y Zonana, J., 1969, "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla del Valle de México", Ref. 5, p. 203.
30. Alberro, J., 1979, "Estabilite a long terme des excavations dans la ville de Mexico", *Memoria del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*, organizado en Oaxaca, Oax., por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
31. Alberro, J., 1970, "Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México-Mediciones efectuadas en las excavaciones", *Revista Ingeniería*, Julio-Septiembre, Facultad de Ingeniería, UNAM.
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, "Cimientos profundos colados en sitio", Memoria de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS, celebrada en la Ciudad de México el 25 de junio de 1976.
33. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983, Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes.
34. Reséndiz, D., 1970, "Efectos del bombeo electromótico en las arcillas del Valle de México", Tomo II, pp. 73 a 75, *Memoria de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, México.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO.**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto	11
---	----

NORMAS TECNICAS:

NOTACION	13
1. CONSIDERACIONES GENERALES	14
1.1 Alcance	14
1.2 Criterios de diseño	14
1.3 Análisis	15
1.3.1 Aspectos generales.	15
1.3.2 Efectos de esbeltez.	15
1.4 Materiales	17
1.4.1 Concreto	17
1.4.2 Acero	18
1.5 Dimensiones de diseño	19
1.6 Factores de resistencia	19
2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE	19
2.1 Estados límite de falla	19
2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño	19
2.1.2 Flexión	20
2.1.3 Flexocompresión	22
2.1.4 Aplastamiento	22
2.1.5 Fuerza cortante	23
2.1.6 Torsión	28

2.2	Estados límite de servicio	30
2.2.1	Esfuerzos bajo condiciones de servicio	30
2.2.2	Deflexiones	30
2.2.3	Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección	30
3.	REQUISITOS COMPLEMENTARIOS	31
3.1	Anclaje	31
3.1.1	Requisitos generales	31
3.1.2	Requisitos complementarios de anclaje	32
3.1.3	Anclaje del refuerzo transversal	32
3.1.4	Anclaje de malla de alambre soldado	32
3.2	Espesor de desgaste	32
3.3	Revestimientos	32
3.4	Recubrimiento	32
3.5	Tamaño máximo de agregados	33
3.6	Separación entre barras o tendones individuales	33
3.6.1	Acero de refuerzo	33
3.6.2	Acero de presfuerzo	33
3.7	Paquetes de barras	33
3.8	Dobleces del refuerzo	33
3.9	Uniones de barras	34
3.9.1	Uniones de barras sujetas a tensión	34
3.9.2	Uniones de malla de alambre soldado	34
3.9.3	Uniones de barras sujetas a compresión	34
3.10	Refuerzo por cambios volumétricos	34
3.11	Inclusiones	35

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES	35
4.1 Vigas	35
4.1.1 Conceptos generales	35
4.1.2 Pandeo lateral.	35
4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas	35
4.1.4 Vigas diafragma	35
4.1.5 Vigas de sección compuesta	37
4.2 Columnas	38
4.2.1 Geometría	38
4.2.2 Refuerzo mínimo y máximo	38
4.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal.	38
4.2.4 Columnas zunchadas	38
4.2.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas	39
4.3 Losas	39
4.3.1 Disposiciones generales	39
4.3.2 Losas que trabajan en una dirección.	39
4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro	39
4.3.4 Cargas lineales	41
4.3.5 Cargas concentradas	41
4.3.6 Losas encasetonadas	41
4.4 Zapatas	41
4.4.1 Disposiciones generales	41
4.4.2 Trasmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal	42
4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado	42
4.5 Muros	42

4.5.1	Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas	42
4.5.2	Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano	43
4.6	Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos	45
4.7	Arcos, cascarones y losas plegadas	45
4.7.1	Análisis	45
4.7.2	Simplificaciones en el análisis de cascarones	45
4.7.3	Dimensionamiento	46
4.7.4	Losas plegadas	46
4.8	Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos	46
4.9	Ménsulas	46
4.9.1	Requisitos generales	46
4.9.2	Refuerzo	46
4.9.3	Area de apoyo.	47
5.	MARCOS DUCTILES	47
5.1	Requisitos generales	47
5.2	Miembros a flexión	47
5.2.1	Requisitos geométricos	47
5.2.2	Refuerzo longitudinal.	48
5.2.3	Refuerzo transversal para confinamiento	48
5.2.4	Requisitos para fuerza cortante	48
5.3	Miembros a flexocompresión.	49
5.3.1	Requisitos geométricos	49
5.3.2	Resistencia mínima a flexión	49
5.3.3	Refuerzo longitudinal.	49
5.3.4	Refuerzo transversal	49

5.3.5	Requisitos para fuerza cortante	50
5.1	Uniones viga-columna.	50
5.4.1	Requisitos generales	50
5.4.2	Refuerzo transversal	51
5.4.3	Resistencia a fuerza cortante	51
5.4.4	Anclaje del refuerzo	51
6.	LOSAS PLANAS	51
6.1	Requisitos generales	51
6.2	Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo	52
6.3	Análisis	52
6.4	Análisis aproximado por carga vertical	52
6.5	Trasmisión de momento entre losa y columnas	53
6.6	Dimensionamiento del refuerzo para flexión.	53
6.7	Disposiciones complementarias sobre el refuerzo	53
6.8	Secciones críticas para momento	53
6.9	Distribución de los momentos en las franjas.	54
6.10	Efecto de la fuerza cortante	54
6.11	Peraltes mínimos	54
6.12	Dimensiones de los ábacos	54
6.13	Aberturas	54
7.	CONCRETO PRESFORZADO	54
7.1	Introducción	54
7.2	Presfuerzo parcial y presfuerzo total	55

7.3	Revisión de los estados límite de falla	55
7.3.1	Flexión y flexocompresión	55
7.3.2	Fuerza cortante	56
7.3.3	Pandeo debido al presfuerzo	56
7.4	Revisión de los estados límite de servicio	56
7.4.1	Elementos con presfuerzo total	56
7.4.2	Elementos con presfuerzo parcial	57
7.5	Pérdidas de presfuerzo	58
7.5.1	Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo	58
7.6	Requisitos complementarios	59
7.6.1	Zonas de anclaje	59
7.6.2	Anclaje del acero de presfuerzo	60
7.6.3	Anclajes y acopladores para postensado	60
7.6.4	Revisión de los extremos con continuidad	60
8.	CONCRETO PREFABRICADO	60
8.1	Requisitos generales	60
8.2	Estructuras prefabricadas	61
9.	CONCRETO SIMPLE	61
9.1	Limitaciones	61
9.2	Esfuerzos de diseño	61
10.	CONCRETO LIGERO	62
10.1	Requisitos generales	62
10.2	Requisitos complementarios	62

11. CONSTRUCCION	62
11.1 Cimbra	62
11.1.1 Disposiciones generales	62
11.1.2 Descimbrado	62
11.2 Acero	63
11.3 Concreto	63
11.3.1 Materiales componentes	63
11.3.2 Control del concreto fresco	64
11.3.3 Control del concreto endurecido	65
11.3.4 Transporte	65
11.3.5 Colocación y compactación	66
11.3.6 Temperatura	66
11.3.7 Morteros aplicados neumáticamente.	66
11.3.8 Curado	66
11.3.9 Juntas de colado	66
11.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado	66
11.4.1 Ductos para postensado	66
11.4.2 Lechada para tendones adheridos	66
11.4.3 Tendones de presfuerzo	67
11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo	67
11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas	67
11.6 Tolerancias	67
FIGURAS	68

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5º, 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1º, 3º, y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1º, 4º, y 5º fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1º, 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal:

Que en los términos de los artículos 1º, 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

NOTACION

	E_s	módulo de elasticidad del acero	
A_g	área bruta de la sección transversal	F_R	factor de resistencia (véase 1.6)
A_n	área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm^2	f_c'	resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2
A_s'	área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas	\bar{f}_c	resistencia media del concreto a compresión, kg/cm^2
A_{sp}	área de acero de presfuerzo en la zona de tensión	f_c''	$(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$
A_{st}	área de refuerzo longitudinal requerido por torsión	f_c^*	resistencia nominal del concreto a compresión (véase 1.4.1), kg/cm^2
A_{sv}	área de una rama de refuerzo transversal por torsión	f_{ci}'	resistencia del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en concreto presforzado
A_v	área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s	\bar{f}_t	resistencia del concreto a tensión (véase 1.4.1 c), kg/cm^2
a_s	área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de una pieza (véase 3.10)	f_t^*	resistencia nominal del concreto a tensión (véase 1.4.1c), kg/cm^2
a_1, a_2	respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 4.1)	f_s	esfuerzo en el acero
b	ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, cm	f_{sr}	esfuerzo resistente del acero de presfuerzo
b'	ancho del alma de una sección T, I o L, cm	f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero, kg/cm^2
b_o	perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas o reacciones en losas y zapatas	f_{yv}	esfuerzo de fluencia de los estribos necesarios por torsión; también del refuerzo vertical por fuerza cortante en vigas diafragma
c	en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula	f_{yp}	esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo
d	peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm	H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura total de un muro
d'	distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión,	H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
d_b	diámetro de una barra	h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también altura de entrepiso eje a eje
E_c	módulo de elasticidad del concreto	I_g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro

L	claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, cm
L_d	longitud de desarrollo (véase 3.1.1c)
M_u	momento flexionante de diseño
M_R	momento resistente de diseño
m	relación a_1/a_2
P_u	fuerza axial de diseño
p	$\frac{A_s}{bd}$ (en vigas)
p	$\frac{A_s}{td}$ (en muros)
p	$\frac{A_s}{A_g}$ (en columnas)
p'	$\frac{A'_s}{bd}$ (en elementos a flexión)
q	$\frac{pf_y}{f'_c}$
R	rigidez de entrepiso
r	radio de giro
s	separación del refuerzo transversal
t	espesor de un muro, o del patín de una viga T, cm
T_{cR}	momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg-cm
T_u	momento torsionante de diseño, kg-cm
T_{OR}	momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg-cm
V_{cR}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg

V_u fuerza cortante de diseño, kg

w carga por metro cuadrado

z brazo del par interno

Otras literales definidas en el texto.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En esta parte se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan aclaraciones complementarias para concreto ligero.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

1.2 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en 1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 195 del mencionado Título VI.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 1.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título VI del Reglamento.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.)

queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de estas Normas, se diseñarán por sismo aplicando un factor $Q = 2.0$. Los valores de Q que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, marcos prefabricados, losas planas, etc., se dan en los capítulos correspondientes de estas Normas. En todo lo relativo a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.3 Análisis

1.3.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en 4.8.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con 1.3.2.

1.3.2 Efectos de esbeltez

a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.) a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la

fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión. Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1a; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente, con el nomograma de la figura 1.1b.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre H' y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34 - 12 M_1/M_2$. Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencillo y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0).

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si H'/r es menor que 22.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es

mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas multiplicadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para saber si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso M_1 y M_2 son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

c) *Limitación para H'/r*

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en e).

d) *Momentos de diseño*

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, M_c , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (1.1)$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.3)$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad (1.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E I_c}{1 + u} \quad (1.5)$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h} \quad (1.6)$$

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en el Título VI del Reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)

Q cantidad adimensional definida en las Normas T.C. para diseño por sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará $Q = 1.0$

h altura del entrepiso, entre ejes.

M_{2b} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 2.1.3a). M_{2s} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

En una estructura restringida lateralmente los momentos M_{2s} son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los momentos M_{2s} son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por F_{as} .

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por F_{ab} y los causados por las cargas laterales, por F_{as} ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral

apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicarán por F_{ps} .

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

e) *Análisis de segundo orden*

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor H'/r .

1.4 *Materiales*

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.4.1 *Concreto*

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m^3 , y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m^3 .

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 174 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

a) *Materiales componentes para concretos clase 1 y 2*

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland-puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

b) *Resistencia a compresión*

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm^2 . La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm^2 . En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f'_c , distintas de las antes mencionadas.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clases 1 y 2

$$f_c^* = 0.8 f'_c \quad (1.7)$$

El valor f_c^* es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f'_c , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

c) *Resistencia a tensión*

Se considera como resistencia a tensión, \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de

15 × 30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental, \bar{f}_t se puede estimar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.5\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.2\sqrt{f'_c}$$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_r , se puede suponer igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.4\sqrt{f'_c}$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_p^* , igual a $0.75 \bar{f}_t$. También puede tomarse:

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.2\sqrt{f_p^*}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 0.9\sqrt{f_p^*}$$

y el módulo de rotura, f_p^* , se puede tomar igual a

$$\text{concreto clase 1} \quad 1.6\sqrt{f_p^*}$$

$$\text{concreto clase 2} \quad 1.1\sqrt{f_p^*}$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm^2 ; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

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

$$14\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2, se supondrá igual a

$$8\,000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2.$$

e) Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2, se tomará igual a 0.002.

f) Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2, se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata respectivamente. Para calcular flechas diferidas, véase 2.2.2.

1.4.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM B294; σ B 457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (Nº 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5i). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; el de torones de presfuerzo se supondrá de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

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

1.5 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias, se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

1.6 Factores de resistencia

De acuerdo con el Título VI del Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes. Para flexión valdrá 0.9, y 0.8 para cortante y torsión. En flexocompresión, F_R se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4b), y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el Título VI del Reglamento, por los factores de carga allí prescritos.

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE

2.1 Estados límite de falla

2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combi-

nación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $0.85 f_c^*$ si

$$f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2.$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s , y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en 1.4.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

2.1.2 Flexión

a) Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido \bar{f}_r , definido en 1.4.1.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2.1)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

b) Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd \quad (2.2)$$

donde

$$f'_c = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.4)$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con 1.5. El peralte efectivo, d , de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 2.1.1.

c) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $10/f_y$ veces el área transversal del patín (f_y en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y , a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con 3.1.

d) Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de 2.1.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión, M_R . En dichas expresiones $F_R = 0.9$.

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (2.6)$$

donde

b ancho de la sección (véase 1.5)

d peralte efectivo (véase 1.5)

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \leq 0.85 f_c^* \quad (2.7)$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (2.8)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (2.9)$$

A_s área del refuerzo de tensión

Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (2.9)$$

donde

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

A_s área del acero a tensión

A_s' área del acero a compresión

d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ec 2.9 es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \quad (2.10)$$

donde

$$p' = \frac{A_s'}{bd}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 2.1.1; o bien se calculará aproximada-

mente con las ecs 2.5 o 2.6 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con el requisito de 2.1.2b. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de 4.2.3.

Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ec 2.11 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.5 o 2.6 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.12.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (2.11)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \right] \quad (2.12)$$

donde

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

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

En las expresiones anteriores

b ancho del patín

b' ancho del alma

La fórmula 2.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \quad (2.13)$$

Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ec 2.16.

e) *Resistencia a flexión de vigas diafragma*

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L , a peralte total, h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de 2.1.1. L es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía A_s/bd es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.14)$$

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

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

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

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

I. Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios.

II. Calcúlense las áreas de acero con la ec 2.14, valiendo el brazo en la forma siguiente:

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

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

El acero de tensión se colocará como se indica en 4.1.4.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios se diseñarán según lo prescrito en 4.1.4.e).

2.1.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de 2.1.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) *Excentricidad mínima*

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 2$ cm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

b) *Compresión y flexión en dos direcciones*

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{R_x} + 1/P_{R_y} - 1/P_{R_0}} \quad (2.15)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{R_0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{R_x} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{R_y} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec 2.15 es válida para $P_R/P_{R_0} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en a).

Para valores de P_R/P_{R_0} menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{R_x}} + \frac{M_{uy}}{M_{R_y}} \leq 1.0 \quad (2.16)$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X y Y; M_{R_x} y M_{R_y} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

2.1.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2,$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (véase 7.6.1c).

2.1.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

Las expresiones para V_{cR} que se presentan en seguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{cR} dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para valuar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma b' .

I. Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R \, bd(0.2 + 30 p)\sqrt{f_c^*} \quad (2.17)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R \, bd \sqrt{f_c^*} \quad (2.18)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ec 2.18 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0,$$

pero sin que se tome V_{cR} mayor que

$$1.5 F_R \, bd \sqrt{f_c^*}.$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec 2.18 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs 2.17 y 2.18.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5 d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i).

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b' , en lugar de b . Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

II. Elementos anchos

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , con espesor hasta de 60 cm y donde la relación

$$\frac{M}{Vd}$$

no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} puede tomarse igual a

$$0.5 F_R \, bd \sqrt{f_c^*},$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de 3.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 60 cm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valuará con el criterio que se aplica a vigas (sección I). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

III. Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión en los que P_u no exceda de

$$0.7 f_c^* + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 2.17 o 2.18 por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$. Para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_s$ en secciones circulares. Para estas últimas, bd se sustituirá por A_g .

Si P_u es mayor que

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

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

$$P_u = A_g f_c^* + A_s f_y$$

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 2.17 o 2.18 por $1 - 0.03 (P_u/A_g)$. Para valuar p y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso; A_g el área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

IV. Miembros de concreto presfuerzoado

En secciones con presfuerzo total (véase cap. 7), donde los tendones estén adheridos y no estén situadas en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la expresión

$$V_{cR} = F_R bd \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d}{M} \right) \quad (2.19)$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_{cR} menor que

$$0.5 F_R db \sqrt{f_c^*}$$

ni deberá tomarse mayor que

$$1.3 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

En la expresión 2.19, M y V son el momento flexionante, y la fuerza cortante que actúan en la sección y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situadas en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs 2.17 o 2.18 según el caso. El peralte efectivo, d , se calculará con la expresión 2.20.

$$\frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad (2.20)$$

(d_s es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento).

En ambos casos, la contribución de los patines en vigas T, I y L se valuará con el criterio que se prescribe en la sección I para vigas sin presfuerzo.

b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según 3.9.2. Los estribos deben rematarse como se indica en 3.1.3.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de grado mayor que el 42 (4200 kg/cm²). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm². El diámetro mínimo de estribos será como se va indicando en estas Normas.

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45°, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30°.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (No. 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior así como cuando V_u sea mayor que V_{cR} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, la separación, s , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad (2.21)$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec. 2.21, A_v debe estar en cm^2 , f_y en kg/cm^2 , V_u y V_{cR} en kg , y b y d en cm . La separación resulta en cm . Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

La separación, s , no debe ser menor de 5 cm.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$1.5F_R b d \sqrt{f_c^*},$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5 d .

Si V_u es mayor que

$$1.5F_R b d \sqrt{f_c^*},$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25 d .

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a

$$2F_R b d \sqrt{f_c^*}.$$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y \sin \theta} \quad (2.22)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que

$$1.5F_R \sqrt{f_c^*} b d.$$

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, de grado no mayor que el 42 ($4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que $4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{cR} , se requiere refuerzo por tensión diagonal cuya separación se determinará con la ec. 2.21 y las limitaciones siguientes:

Vigas con presfuerzo total:

La separación de estribos no debe ser menor de 5 cm.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$1.5F_R b d \sqrt{f_c^*},$$

la separación no deberá ser mayor que 0.75 h , donde h es el peralte total de la pieza.

Si V_u es mayor que

$$1.5F_R b d \sqrt{f_c^*},$$

la separación de los estribos no deberá ser mayor que 0.37 h .

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que

$$2.5F_R b d \sqrt{f_c^*}.$$

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en el inciso b) para elementos sin presfuerzo.

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en el inciso b) se usará, asimismo, en vigas parcial o total-

mente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de $0.75h$.

d) *Proximidad a reacciones y cargas concentradas*

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de $h/2$ del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a $h/2$; d y h son el peralte efectivo y el total, respectivamente.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

e) *Vigas con tensiones perpendiculares a su eje*

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

f) *Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal*

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que pueden tomar el concreto se considerará de $0.7V_{cR}$.

g) *Fuerza cortante en vigas diafragma*

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR} , que resiste el concreto en vigas diafragma, se aplicará lo dispuesto en el número I de a) para vigas con relación L/h menor que 4.

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{cR} , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083F_R f_{yv} d A_v (1 + L/d)/s \quad (2.23)$$

donde A_v es el área del acero vertical comprendida en cada distancia s , y f_{yv} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083F_R f_{yh} d A_{vh} (1 - L/d)/s_h \quad (2.24)$$

donde A_{vh} es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h , y f_{yh} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de d) y e) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4d).

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 3.10, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para V_u . La fuerza V_u no debe ser mayor que

$$2F_R b d \sqrt{f'_c}$$

h) *Fuerza cortante en losas y zapatas*

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

I. La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de a) I, a) II y b. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.

II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación.

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, (d es el peralte efectivo de la losa).

Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a $d/2$ de la periferia en la zona maciza alrededor de las columnas.

Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en 6.3, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2 V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (2.25)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (2.26)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig. 2.1). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.90$ diámetros. (El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con 6.5).

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*}, \text{ ni de } F_R \sqrt{f_c^*},$$

a menos que se suministre refuerzo (γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción). Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior y en las de los dos párrafos siguientes, el factor F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se crucen sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. (Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna). En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamiento será el 85 por ciento del calculado con la expresión (2.21), sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 20 cm. Se supondrá

$$v_u = v_u b d \text{ y } v_{cR} = 0.4 F_R b d \sqrt{f_c^*},$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia. El espaciamiento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un

tercio del claro entre columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que

$$1.3 F_R \sqrt{f_c^*}.$$

Refuerzo mínimo. En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes descrito, usando estribos de 6.3 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

i) Resistencia a fuerza cortante por fricción

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, este deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.27)$$

$$F_R [14A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.28)$$

$$0.25 F_R f_c^* A \quad (2.29)$$

donde A_{vf} es el área del refuerzo por cortante por fricción, en cm^2 ; A es el área de la sección definida por el plano crítico en cm^2 ; N_u es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y μ el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concre-

to endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado. Los valores de μ anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 4200 kg/cm². Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

2.1.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

a) Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig 2.2a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá $T_{cR} = 0$, y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de T_u el valor de T_{cR} se obtendrá con la ec (2.32).

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig 2.2b), se procederá como sigue:

El momento torsionante de diseño, T_u , se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante, G , igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{v_u^2}{v_{cR}^2} \geq 1.0 \quad (2.30)$$

y, además, T_u sea mayor que T_{cR} dado por la ec 2.32, se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna

de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I o L, T_{OR} y T_{CR} se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{OR} = 0.6 F_R \Sigma x^2 y \sqrt{f_c^*} \quad (2.31)$$

$$T_{CR} = 0.25 T_{OR} \quad (2.32)$$

donde x y y , en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que $3x$. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs 2.31 y 2.32 para secciones circulares tomando $x = y = 0.8$ diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor de T_{OR} se multiplicará por $(1 - 0.03 P_u/A_g)$, donde P_u es la tensión de diseño, en kg, y A_g el área bruta de la sección reducida (véase 1.5), en cm^2 .

b) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia $(h + b)$ más allá del punto teórico en que ya no se requiere (h y b son el peralte total y el ancho del miembro).

I. Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = \frac{s(T_u - T_{CR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} \quad (2.33)$$

donde

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

s separación de los estribos

f_{yv} esfuerzo de fluencia de los estribos; el grado de este acero no será mayor que el 42

$$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$$

En miembros circulares, x y y se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec 2.33, suponiendo $T_u = 4 T_{CR}$; sin embargo, no es necesario que sea mayor que 1.33 veces la requerida para T_u y V_u obtenidos del análisis. La separación, s , no será mayor que el ancho de los estribos, ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales, A_{st} , para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (2.34)$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec 2.34, usando el A_{sv} mínima obtenida según la sección I; la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

Debe distribuirse el refuerzo longitudinal en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las

aristas del miembro. Su espaciamiento, medido sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre $\sqrt{2}$ el obtenido con la cc 2.33. Dicho espaciamiento no debe exceder de y_1 .

Limitación para T_u . No se admitirá que el momento torsionante de diseño, T_u , sea mayor que

$$1.25 T_{CR} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}} \right)^2} \quad (2.35)$$

en ninguna sección.

2.2 Estados límite de servicio

2.2.1 Esfuerzo bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, \bar{f}_r , prescrito en 1.4.1c).

2.2.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en el Título VI del Reglamento.

Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Deflexiones inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.4.1d) y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (2.36)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.36 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 50 p'} \quad (2.37)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A'_s/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la expresión 2.37 será igual a 4.

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 3000 kg/cm² para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (2.38)$$

no exceda a 40 000 kg/cm. En la expresión anterior:

- f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2
- d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm
- A área de concreto a tensión, en cm^2 , que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro)

El esfuerzo f_s puede estimarse con la expresión $M/0.9 d A_s$, o bien, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponerse igual a $0.6 f_y$. En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

3.1 Anclaje

3.1.1 Requisitos generales

a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

b) El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si

I. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

II. En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.

III. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en c).

IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5h \quad (3.1)$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

c) La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , dada por la ec 3.2, en cm, por el factor o los factores indicados en la tabla 3.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (No 12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad (3.2)$$

(d_b es el diámetro de la barra, en cm, y a_s su área transversal, en cm^2 ; f_y y f'_c , en kg/cm^2).

TABLA 3.1

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm^2 (f_y , en kg/cm^2)	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (No. 6)	1.2
Todo: los otros casos	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo, L_{d1} , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_{d1} .

Si el esfuerzo, f_s , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que f_y , la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección será $\frac{f_s}{f_y} L_{d1}$. El esfuerzo f_s se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso *a*).

Cuando una barra a tensión termina con un doblé a 90 o 180 grados que cumpla con los requisitos de 3.8, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblé, es al menos igual a $0.076 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ (30 por ciento mayor en concreto ligero), pero no menor que 15 cm ni que $8 d_b$, y, además, el tramo recto después del doblé no es menor que $12 d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4 d_b$ para dobleces a 180 grados. Las unidades son las mismas que en la ec 3.2.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores.

I. En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

II. Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo; al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_{d1} más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

3.2 Espesor de desgaste

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que proviene del tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor que 1.5 cm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

3.3 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

3.4 Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de pres-

fuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm; en losas 1.5 cm, y en cascarones, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm si no se usa plantilla, y de 3 cm si se usa plantilla.

En elementos prefabricados que no van a quedar expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre del refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie, se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

3.5 *Tamaño máximo de agregados*

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

3.6 *Separación entre barras o tendones individuales*

3.6.1 *Acero de refuerzo*

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

3.6.2 *Acero de presfuerzo*

La separación libre entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de $4 d_b$ para alambres, ni de $3 d_b$ para torones; también cumplirá con lo prescrito en 3.5.

En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones.

3.7 *Paquetes de barras*

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en 5.2.2. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

3.8 *Doblez del refuerzo*

El radio interior de un dobléz no será menor que $f_y/60\sqrt{f'_c}$ por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de dobléz no será menor que el que marca la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado. En la expresión anterior f_y y f'_c deben estar en kg/cm^2 .

En todo dobléz o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equi-

librar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

3.9 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Se respetarán los requisitos de 5.2.2 y 5.3.3.

3.9.1 Uniones de barras sujetas a tensión

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según 3.1, ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

3.9.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas

de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que $0.5f_y$. Cuando haya la necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

3.9.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según 3.1, ni que $(0.01 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2). Cuando la resistencia especificada del concreto, f'_c , sea menor de $200 \text{ kg}/\text{cm}^2$, los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

3.10 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_s = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad (3.3)$$

donde

- a_s área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 .
- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si x_1 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5 x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

3.11 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión, serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

4.1 Vigas

4.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto en 5.2.1.

4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 3.10. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de 2.1.1.

4.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión (véase 2.1.2e)

I. Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura

igual a $(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}) h$,

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que $0.2 L$ (fig. 4.1).

II. Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en I.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a $0.2h$ y comprendida entre las cotas $0.8h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 4.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a $0.6h$. Si L/h es menor que 1.0, en este párrafo se sustituirá L en lugar de h .

b) *Revisión de las zonas a compresión*

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

c) *Disposición del refuerzo por fuerza cortante*

El refuerzo que se calcule con las expresiones 2.23 y 2.24 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

d) *Dimensionamiento de los apoyos*

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo

no debe exceder del valor especificado en 2.1.4, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse, en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 4.3).

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que $0.3h$.

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5h$.

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en los dos párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de $0.5h$ y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de $0.4h$ (fig. 4.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

e) *Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano*

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros para fuerzas horizontales constará de dos grupos de barras diagonales según se indica en la fig. 4.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se despreciará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_1 , obtenida ésta según 3.1.1c). Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 4.2.3. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 3.10. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

4.1.5 Vigas de sección compuesta

a) *Conceptos generales*

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos compo-

nentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento o falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

b) *Efectos de la fuerza cortante*

I. El esfuerzo cortante horizontal, v_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión donde

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad (4.1)$$

V_u fuerza cortante de diseño

b_v ancho del área de contacto

d peralte efectivo de la sección compuesta

II. Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

III. Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm^2 (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más).

2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso IV y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm^2 .

3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso IV y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm^2 .

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm^2 , el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de 2.1.5i).

IV. Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 del inciso III, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en kg/cm^2). Su espaciamiento no excederá de

seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

V. El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

4.2 Columnas

4.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima prescrita en 5.3.1.

4.2.2 Refuerzos mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$ (f_y en kg/cm^2), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

4.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en 4.8.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en kg/cm^2 , es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, me-

didada a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en 4.2.5.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia, se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinales que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en 3.1.3.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

4.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal, p' , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

donde (4.2)

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El acero de la hélice no debe ser de grado mayor que el 42.

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

4.2.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

4.3. Losas

4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento.

Si, aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su

plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

4.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzos normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

a) *Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas*

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

b) *Secciones críticas y franjas de refuerzo*

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $a_2 - a_1$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

c) *Distribución de momentos entre tableros adyacentes*

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

d) *Disposiciones sobre el refuerzo*

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad

de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

e) *Peralte mínimo*

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2;$$

TABLA 4.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES
Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todas las bordes continuas	Neg. en bordes	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
	Interiores	largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
	Interiores	largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
	Interiores	largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
	Interiores	largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en bordes dis-continuas	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
	positivo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153	
	largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153	
Aislado cuatro lados dis-continuas	Neg. en bordes	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
	discontinuas	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a^2$ dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

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

$$0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6 f_y$) y w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2 .

f) Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1/2 - d) w / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right] \quad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R} \right) \quad (4.4)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y R la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5 L$ centrado con respecto a la carga (L es el claro de la losa).

4.3.6 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del cap 6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo, se considerará una carga concentrada de 1000 kg en una área de 10×10 cm actuando en la posición más desfavorable.

4.4 Zapatas

4.4.1 Disposiciones generales

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1 / (a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en 2.1.5h).

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5 d_p$ o más hacia fuera de dicha sección (d_p el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no produce cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5 d_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

1.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en 2.1.5h).

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán a los valores consignados en 2.1.4.

4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 30 cm.

4.5 Muros

4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo, H' , se calculará como sigue

$$\begin{aligned} H' &= H && \text{si } H/L \leq 0.35 \\ H' &= (1.3 - 0.85 H/L)H && \text{si } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= L/2 && \text{si } H/L \geq 0.8 \end{aligned}$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si sólo hay dichos elementos en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción, H' se tomará igual a H si H/L es menor o igual que 0.35, e igual a

$$0.215 \left(\frac{H}{L} + 4.3 \right) H \leq 2H$$

si H/L es mayor que 0.35. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.25 f'_c A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en 3.10, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cum-

ple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en 4.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en 3.10.

4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación L/t no mayor de 70. (L es la longitud horizontal del muro). Si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor, t , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q = 3$. Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará $Q = 2$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

a) Flexión y flexocompresión

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec 2.14 si la carga vertical de diseño, P_u , no es mayor que $0.2 F_R t L f'_c$ y la cuantía de acero a tensión A_s/td , no excede de 0.008, (d es el peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión). El brazo z se obtendrá con el criterio siguiente:

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

donde H es la altura total del muro y L su longitud. El área de acero a tensión no será menor que lo prescrito en 2.1.2a).

En muros con relación H/L no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25 - 0.1 \frac{H}{L}) L$, medidos desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4 H$.

Si la relación H/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15 L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel $1.2 L$ este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando las disposiciones de 3.1.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere el inciso b), el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H/L .

El refuerzo cuyo trabajo o compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de 4.2.3.

b) Elementos extremos en muros y diafragmas estructurales

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2 f'_c$ bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo; también se contará con este refuerzo en los bordes de aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'_c$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

Los elementos extremos a que se refiere esta sección contarán, a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica en 5.3.4 para elementos a flexocompresión.

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso

propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que correspondan.

El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Fuerza cortante

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a largo horizontal, H/L , del muro no excede de 1.5, se aplicará la expresión

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} tL$$

Si H/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.17 o 2.18 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t ; para valuar V_{cR} , el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8 L$. Cuando H/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación H/L entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal, p_h , se calculará con la expresión

$$\frac{V_v - V_{cR}}{F_R f_y dt} \quad (4.6)$$

y la de refuerzo vertical, p_v , con

$$0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \quad (4.7)$$

donde

$$p_h = \frac{A_{vh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{vv}}{s_v t}$$

s_h, s_v separaciones de los refuerzos horizontal y vertical, respectivamente

A_{vh} área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h

A_{vv} área de refuerzo vertical comprendida en una distancia s_v

H altura total del muro

L longitud horizontal del muro

No es necesario que la cuantía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

Refuerzo mínimo

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15 cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que $0.6 \sqrt{f_c^*}$; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Limitación para V_u . En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que

$$2F_R L t \sqrt{f_c^*}$$

d) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos barras No. 4, o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El

refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.

Si el esfuerzo de compresión en un borde de una abertura, incluyendo el efecto del sismo, excede de $0.2 f'_c$, se suministrará en ese borde un elemento extremo que cumpla con los requisitos de la parte b) de esta sección.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

e) Elementos de unión entre muros

Las vigas diafragmas que unen muros destinados a resistir fuerzas horizontales en su plano se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4 e).

4.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabricados a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m o más. En ningún caso será menor que 3.0 cm. Deben colocarse conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en estas Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se prescribe en 4.5.2c) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los

elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2 f'_c$, contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 5.3.4 para elementos a flexocompresión. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'_c$. Los esfuerzos se valorarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

4.7 Arcos, cascarones y losas plegadas

4.7.1 Análisis

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

4.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

4.7.3 Dimensionamiento

Los arcos y cascarones se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones para flexocompresión y cortante del capítulo 2.

El refuerzo de cascarones se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

4.7.4 Losas plegadas

Se aplicarán a las losas plegadas los requisitos que se mencionan para cascarones.

4.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en el cap 5, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ($2d$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de 5.4.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

4.9 Ménsulas

4.9.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación c/d , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula y el peralte efectivo medido en dicho paño igual a 1.0 o menor, y sujetas a una tensión horizontal, T , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que $0.5 d$.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente una fuerza cortante, P_u , un momento flexionante $P_u c + T_u (h - d)$ y una tensión horizontal, T_u .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.8.

4.9.2 Refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s y de estribos complementarios horizontales de área A_h (fig. 4.6).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_f + A_t$$

$$(2/3)A_{vf} + A_t$$

El área A_h se tomará igual a $0.5 (A_s - A_t)$ o mayor.

En las expresiones anteriores, A_f es el área de refuerzo necesario para resistir el momento $P_u c + T_u (h - d)$; el área A_{vf} es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_u , y A_t la del necesario para resistir la tensión T_u .

Si la cuantía A_f/bd no excede de 0.008, el refuerzo A_f puede calcularse con la expresión 2.14, determinando el brazo z en la forma siguiente:

$$Z = (0.4 + 0.4 \frac{c}{h}) h \quad \text{si } 0.5 < \frac{c}{h} \leq 1.0$$

$$Z = 1.2 c \quad \text{si } \frac{c}{h} \leq 0.5$$

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo la compresión N_u igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que $0.25 F_R f_c^* bd$.

El área A_t se calculará como

$$\frac{T_u}{F_R f_y}$$

La tensión, T_u , no se tomará menor que $0.2 P_u$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario A_s debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes: a) soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s , (la soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia); b) doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales, y c) mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

La cuantía, A_s/bd , no debe ser menor que $0.04 \frac{f'_c}{f_y}$

El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s .

4.9.3 Area de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

5. MARCOS DUCTILES

5.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con un factor Q igual a 4. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, o marcos y contravientos que cumplan con 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50 por ciento de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con $Q = 3$ y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2, el inciso b) inclusive, o 4.6,

en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50 por ciento de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada, f'_c , del concreto no será menor de 200 kg/cm^2 .

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 o NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$(P_u \leq A_g f'_c / 10).$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.

— El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

5.2.2 Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

$$0.7\sqrt{f'_c} bd/f_y$$

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (No. 4). El área de acero a tensión no excederá del 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados): el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que 0.25 d, ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos, b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) que cumplan con los requisitos de

los párrafos que siguen, en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, y b) en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes (2h) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a) 0.25d, b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 4.2.3.

Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que 0.5d a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

5.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.25 f_y . A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al fac-

tor de resistencia, F_R , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en 5.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (No. 2.5), rematados como se indica en 5.2.3.

5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$.

5.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

5.3.2 Resistencia mínima a flexión

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g$$

ΣM_e es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

ΣM_g es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidos al centro de éste.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente, M_e , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado. El factor de resistencia por flexocompresión se tomará igual a 0.8.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si al factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor 0.6.

5.3.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de 3.9. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de 4.2 que no se vean modificadas por este inciso.

5.3.4 Refuerzo transversal

Debe cumplir con los requisitos de 4.2.3 y 5.3.5, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica enseguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y

debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los nudos se cumplirá con los requisitos de 5.4).

- a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

- b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s h_c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s h_c$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_c dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

s separación del refuerzo transversal

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (No. 3) y rematados como se indica en 5.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135° seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta

de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 4.2.

5.3.5 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5 \Sigma M_g$. La cantidad ΣM_g está definida en 5.3.2. En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente. En el extremo superior de columnas del último entrepiso, se usará $1.5 \Sigma M_g$.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 5.3.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f'_c / 20$, al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto, V_c .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados, de una pieza, rematados como se indica en 5.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetros no menor que 9.5 mm (No. 3) y de grado no mayor que el 42.

5.4 Uniones viga-columna

5.4.1 Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es $1.25 f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el paralte de las vigas que llegan a ella.

5.4.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 5.3.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

5.4.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice en 5.4.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

$$5.5 F_R \sqrt{f_c^*} b_e h_e$$

En otros nudos se tomará igual a

$$4.5 F_R \sqrt{f_c^*} b_e h_e$$

La cantidad b_e es el ancho efectivo del nudo y h_e es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho b_e se tomará igual al promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o las vigas más h_e .

5.4.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 3.1.1c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 90 por ciento de la allí determinada.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_b (\text{barras de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b (\text{barras de columna}) \geq 20$$

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

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f'_c \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

6. LOSAS PLANAS

6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h_e$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h_e$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes

a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1 000 kg en un área de 10×10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

6.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujías en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse $Q = 3$; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, y que resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará $Q = 2$. Con relación a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

I. Las columnas cumplirán con los requisitos de 5.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en el inciso 5.3.2 de esa sección.

II. Las uniones losa-columna cumplirán con los requisitos de 5.4 para uniones viga-columna, con las salvedades que siguen:

No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en 5.4.2 para nudos confinados.

Los requisitos de anclaje de 5.4.4 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_l, (\text{barras de losa}) \geq 20$$

$$h(\text{losa})/d_c, (\text{barras de columna}) > 15$$

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

6.3 Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico suponiendo que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por vigas y columnas. Para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a $c_2 + 3h$, centrado con respecto al eje de columnas (c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y h el espesor de la losa). El análisis ante cargas verticales puede realizarse con el procedimiento aproximado que se incluye adelante, si se cumple con las restricciones que allí se indican.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

6.4 Análisis aproximado por carga vertical

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa

para valuar su rigidez. Las limitaciones que deben satisfacerse son:

- La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos
- Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujías
- En una cierta dirección, ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos
- El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

6.5 Trasmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya trasmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (6.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones, según se prescribe en 2.1.5h).

6.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

I. Determinése el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en 6.9, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.

II. Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, M_n .

6.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de 6.5 y 6.6, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de 3.1 que sean aplicables.

Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2a) y 3.10. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de 2.1.2b).

6.8 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90° , que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

6.9 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos*	60	40
Momentos negativos	75	25

* Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

6.10 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de 2.1.5h) con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

6.11 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (6.2)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos del inciso 6.12.

$$k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2 , y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores obtenidos con la ec 6.2 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa, h , será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe.

6.12 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

6.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5h) y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2b) calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

7. CONCRETO PRESFORZADO

7.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase I (véase 1.4.1), y sólo se permitirá el uso de tendones de presfuerzo adheridos. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se

tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se considerará que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente.

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6 o igual, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde

A_{sp} área de acero presforzado

A_s área de acero ordinario a tensión

f_{sp} esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

7.3 Revisión de los estados límite de falla

7.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

a) Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo, f_{sp} , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto, f'_c , no es mayor que 350 kg/cm², y el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{sp} puede calcularse con las expresiones siguientes:

secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} - q' \right) \right]$$

secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + q - q' \right) \right]$$

Las cantidades

$$\left(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} - q' \right) \text{ y } \left(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + q - q' \right)$$

no se tomarán menores que 0.17, y d' no se supondrá mayor que 0.15 d_p .

En las expresiones anteriores

p_p cuantía de acero presforzado (A_{sp}/bd_p)

d_p , distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado

$$q = \frac{pf}{f''c}$$

$$q' = \frac{p'f}{f''c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

d'_p , distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión

b) ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

b) *Refuerzo mínimo en elementos a flexión*

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. $M_R = 1.2 M_{agr}$.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a $(1.5 - 0.3 I_p)$ veces su momento de agrietamiento.

Para valorar los momentos resistentes y de agrietamiento, se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido, \bar{f}_r , definido en 1.4.1.

c) *Refuerzo máximo en elementos a flexión*

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición

$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{yp}}{0.75}$$

donde ϵ_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ϵ_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ϵ_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de ϵ_{yp} se obtendrá del fabricante de los tendones; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

d) *Secciones T sujetas a flexión*

Para determinar el ancho efectivo de patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en 2.1.2c) para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

e) *Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión*

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de 4.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro. También cumplirá con 7.3.2.

7.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de 2.1.5a) IV y 2.1.5c).

7.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

7.4 *Revisión de los estados límite de servicio*

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

7.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar

las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. (En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

a) *Esfuerzos permisibles en el concreto*

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

Compresión	$0.60 f'_{ci}$
Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\sqrt{f'_{ci}}$ (en kg/cm ²)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f'_{ci} , en kg/cm², es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión	$0.45 f'_c$
Tensión	$1.6\sqrt{f'_c}$ (en kg/cm ²)

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que $3.2\sqrt{f'_c}$.

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que $3.2\sqrt{f'_c}$, puede usarse acero no presforzado y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

b) *Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo*

Debidos a la fuerza aplicada por el gato $0.80 f_{sr}$

Inmediatamente después de la transferencia $0.70 f_{sr}$

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

c) *Deflexiones*

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de contracción y flujo plástico del concreto, y de relajación del acero.

7.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en el artículo 199 del Título VI. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los efectos del presfuerzo.

a) *Esfuerzos permisibles en el concreto*

Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico serán los estipulados para concreto totalmente presforzado.

Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio:

Compresión	$0.45 f'_c$
------------	-------------

b) *Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo*

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados.

c) *Deflexiones*

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa.

d) *Agrietamiento*

El refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión.

7.5 *Pérdidas de presfuerzo*

Para evaluar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

Pérdidas inmediatas

- Acortamiento elástico del concreto
- Desviación de los tendones en elementos pretensados
- Fricción en acero postensado debido a curvatura intencional o accidental
- Deslizamiento de los anclajes.

Pérdidas diferidas

- Flujo plástico del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en el acero.

7.5.1 *Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo*

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla que sigue:

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo	Descripción
A Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato
B Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se evalúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total

C *Estimación por el método de los intervalos*

Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual

Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

En la tabla siguiente se presenta el criterio de selección del método de evaluación de pérdidas para edificios convencionales.

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Al respecto, la ec que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza,

P_0 , que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x , en un punto x del tendón

$$P_0 = P_x e^{(KL + \alpha\mu)}$$

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

$$P_0 = P_x(1 + KL + \alpha\mu)$$

En lo anterior

- K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1}
- L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x , en metros
- μ coeficiente de fricción por curvatura
- α cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , en radianes
- e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos postensados y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla siguiente

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES POSTENSADOS

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	Coefficiente K, por metro de longitud	Coefficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

Deben indicarse en los planos de diseño los valores de los coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental usados en el diseño, los rangos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, y el deslizamiento esperado en los anclajes.

7.6 Requisitos complementarios

7.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

a) Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 60 cm.

b) Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura, debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante de anclajes, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del No. 3, colocadas cada 8 cm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas, debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

c) *Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios*

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_b , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con los incisos a) y b) anteriores:

I. Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25 f'_{ci}$$

II. Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

donde

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

7.6.2 Anclaje del acero de presfuerzo

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

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

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño (f_{sp} es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento y f_{se} es el presfuerzo efectivo en el torón, ambos en kg/cm^2 ; d_b es el diámetro del torón, en cm).

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

7.6.3 *Anclajes y acopladores para postensado*

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y en ductos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

7.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar la posibilidad de que el concreto sujeto a compresión reduzca su capacidad por la aplicación de una fuerza de presfuerzo en dicha zona.

8. CONCRETO PREFABRICADO

8.1 *Requisitos generales*

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura (véase 11.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

8.2 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor Q igual a 2; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de Q igual a 3, cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso, el resto de la estructura deberá cumplir con las disposiciones del capítulo 5.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión entre elementos prefabricados viga-columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo o alejadas del mismo; en ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- La resistencia, f'_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.
- El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado no mayor que el 42.
- En las conexiones se deberán colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.
- Las conexiones deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en 8.1.
- En las conexiones se deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.
- Cada ducto que atraviesa un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayor que la barra que contiene y se rellenará con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.
- Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor; estas super-

ficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

- Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas pretensadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.
- En los elementos prefabricados de sección compuesta se aplicarán los requisitos de 4.1.5.

9. CONCRETO SIMPLE

9.1 Limitaciones

No se permiten elementos de concreto simple cuya longitud exceda de 1.50 m, salvo que mediante aditivos se disminuya la contracción o que existan compresiones permanentes capaces de impedir su agrietamiento o que se desprece el trabajo del concreto en esa dirección.

9.2 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde F_R vale 0.65 en todos los casos:

- Compresión por flexión $1.2 F_R f'_c$
- Tensión por flexión (véase 1.4.1 c)
- Compresión axial

$$0.7 F_R f'_c \left[1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right]$$

- Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.2 F_R \sqrt{f'_c}$$

- Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla

sea cónica o piramidal alrededor de la carga (γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma) F_R \sqrt{f_c^*} \leq F_R \sqrt{f_c^*}$$

10. CONCRETO LIGERO

10.1 *Requisitos generales*

En estas Normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 1.9 ton/m³.

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Departamento del Distrito Federal.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es 0.003 E_c/E_L , donde E_c y E_L son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se sustituirá $0.5 f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ siendo f_t^* en kg/cm², la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con 1.4.1c) para concreto clase 2. El valor de f_t^* que se use no debe ser mayor que $1.5\sqrt{f_c^*}$. Si no se conoce f_t^* se supondrá igual a $0.9\sqrt{f_c^*}$.

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

10.2 *Requisitos complementarios*

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en 3.10 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$0.75 \bar{f}_t / \sqrt{f_c'}$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementarán en la relación

$$2 \sqrt{f_c' / \bar{f}_t} \quad (f_c' \text{ y } \bar{f}_t \text{ en kg/cm}^2)$$

El esfuerzo \bar{f}_t se define en 1.4.1.c.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $f_y/30 \bar{f}_t$ por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce \bar{f}_t se sustituirá por $1.2\sqrt{f_c'}$ en las expresiones de este inciso.

11. CONSTRUCCIÓN

11.1 *Cimbra*

11.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un periodo mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

11.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título VI del Reglamento.

11.2 Acero

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera de corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva norma NOM.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 ton o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diá-

metro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Estos se realizarán de acuerdo con la norma NOM B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma NOM respectiva, y además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

En sustitución del control en obra, el corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 5.1.

11.3 Concreto

11.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, deformabilidad y durabilidad necesarias.

La calidad de los materiales componentes deberá verificarse al inicio de la obra, y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos, o haya cambio de las fuentes de suministro. Algunas de las propiedades de los agregados pétreos deberán verificarse con mayor frecuencia como se indica a continuación.

Coefficiente volumétrico de la grava	Una vez por mes
--------------------------------------	-----------------

Material que pasa la malla NOM F 0.075 (No. 200) en la arena y contracción lineal de los finos de ambos agregados	Una vez por mes
---	-----------------

La verificación de la calidad de los materiales componentes se realizará antes de usarlos, a partir de muestras

tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto.

A juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra, cuando no se requiera corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitirse

la garantía escrita del fabricante del concreto de que los materiales cumplen con los requisitos aquí señalados.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111, con las modificaciones y adiciones indicadas a continuación

Propiedad	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mín	0.20	—
Material más fino que la malla No 200, en la arena, porcentaje máx, en peso	15	15
Contracción lineal de los finos de los agregados (arena + grava) que pasan la malla No 40, a partir del límite líquido, porcentaje máx	2	3

Los límites anteriores pueden modificarse si se comprueba que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con los requisitos de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida estableci-

dos en 11.3.3. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en las verificaciones mensuales que se mencionan antes en el presente inciso.

11.3.2 Control del concreto fresco

Al concreto fresco se le harán pruebas de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se harán con la fre-

cuencia que se indica a continuación:

Frecuencia

Prueba	Premezclado	Hecho en obra
Revenimiento del concreto, muestreado en obra	Una vez por cada entrega de concreto	Una vez cada cinco revolturas
Peso volumétrico del concreto fresco, muestreado en obra	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una por cada veinte metros cúbicos	Una vez por cada día de colado

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Los concretos que se compacten por medio de vibración tendrán un revenimiento nominal de 10 cm. Los concretos que se compacten por cualquier otro medio diferente al de vibración o se coloquen por medio de bomba tendrán un revenimiento nominal máximo de 12 cm.

comparando con los valores dados en el párrafo anterior, en tanto que las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras de concreto que ya lo incluyan.

Esta prueba deberá efectuarse de acuerdo con la norma NOM C 156 y el valor determinado deberá concordar con el especificado con las siguientes tolerancias:

Revenimiento, cm	Tolerancia, cm
menor de 5	± 1.5
5 a 10	± 2.5
mayor de 10	± 3.5

Para incrementar los revenimientos antes señalados a fin de facilitar aún más la colocación del concreto, se podrá admitir el uso de aditivo superfluidificante. La aceptación del concreto en cuanto a revenimiento se hará previamente a la incorporación del mencionado aditivo,

El peso volumétrico del concreto fresco se determinará de acuerdo con la norma NOM C 162. El peso volumétrico del concreto clase 1 será superior a 2200 kg/m³ y el de la clase 2 estará comprendido entre 1900 y 2200 kg/m³.

11.3.3 Control del concreto endurecido

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas NOM C 159 y NOM C 83, en un laboratorio acreditado por el Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Pruebas (SINALP).

Cuando la mezcla de concreto se diseña para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión, de concreto con las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos de concreto. De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f'_c , si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$, y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que f'_c .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada,

f'_c , si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f'_c - 50 \text{ kg/cm}^2$, y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que $f'_c - 17 \text{ kg/cm}^2$.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NOM C 169, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.8 f'_c$ y si la resistencia de ningún corazón es menor que $0.7 f'_c$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Departamento del Distrito Federal puede ordenar la realización de pruebas de carga o tomar otras medidas que juzgue adecuadas.

Previamente al inicio del suministro de concreto, y también cuando haya sospecha de cambio en las características de los materiales componentes, o haya cambio en las fuentes de suministro de ellos, se verificará que el concreto que se pretende utilizar cumple con las características de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida especificadas a continuación

	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días de edad, kg/cm ² , mín	$14000 \sqrt{f'_c}$	$8000 \sqrt{f'_c}$
Contracción por secado después de 28 días de curado húmedo y 28 días de secado estándar, máx	0.0005	0.0008
Coefficiente de deformación diferida después de 28 días de curado y de 28 días de carga en condiciones de secado estándar, al 40 por ciento de su resistencia, máx	1	1.5

A juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitirse la garantía escrita del fabricante del concreto de que este material cumple con los requisitos antes mencionados.

11.3.4 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

11.3.5 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

11.3.6 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados C, se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

11.3.7 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

11.3.8 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados; en este caso también se observará lo dispuesto en 11.3.6.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

11.3.9 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cui-

dado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

11.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

11.4.1 Ductos para postensado

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mortero y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada, el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 5 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de los tendones.

11.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos párrafos siguientes:

I. Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.

II. Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cemento, en peso.

La lechada debe mezclarse en equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de dos grados C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 55 kg/cm².

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30°C.

11.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento, así como de las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

11.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título VII del Reglamento.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las de proyecto en más de $1 \text{ cm} + 0.05 t$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$.

2. El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $0.5 \text{ cm} + 0.05 h$, siendo h el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 h$.

3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

4. La tolerancia en desplome de una columna será de 0.5 cm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.

5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 0.5 cm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

6. La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.

7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

8. En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

9. La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.

10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $1 \text{ cm} + 0.01 L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 1 cm .

11. La posición del refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $(0.3 \text{ cm} + 0.03 d)$ ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm . En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez de al peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más

140

de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.

12. Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las de proyecto en más de $1 \text{ cm} + 0.05 t$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$.

13. La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 1 cm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias

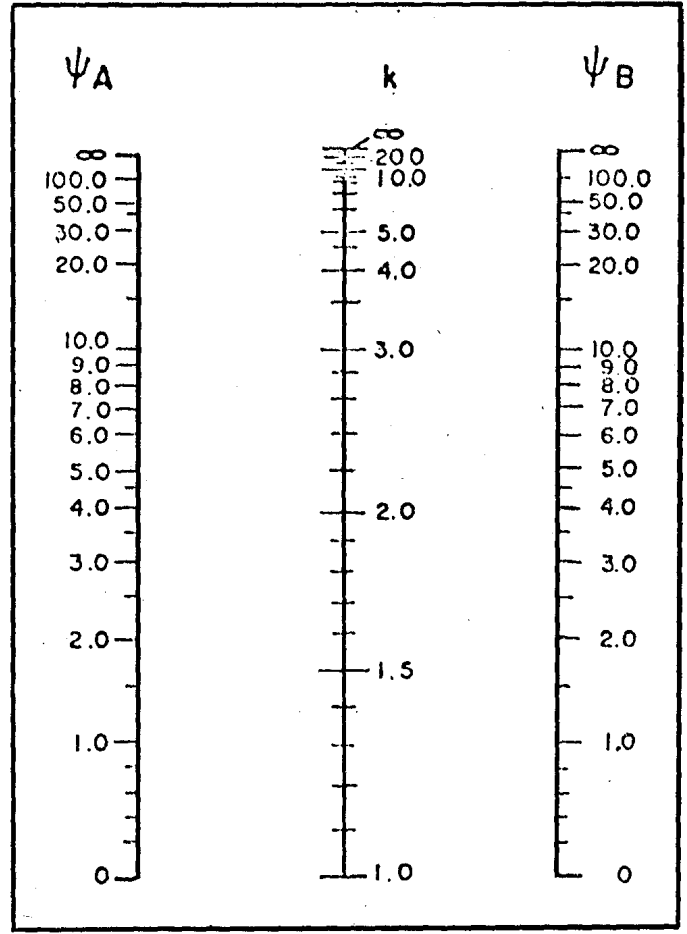
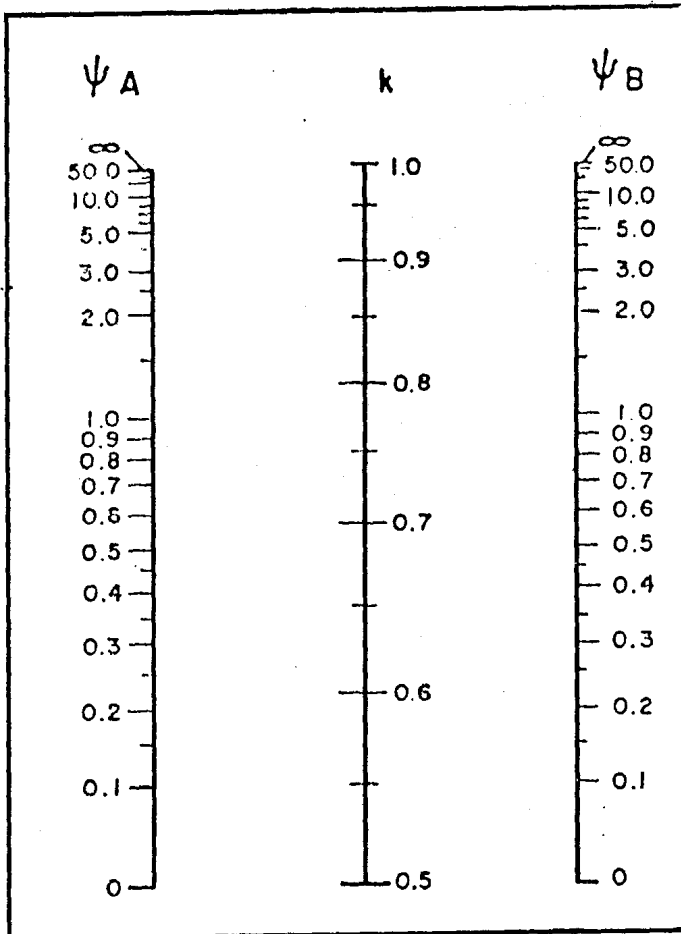
relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

(a)

(b)

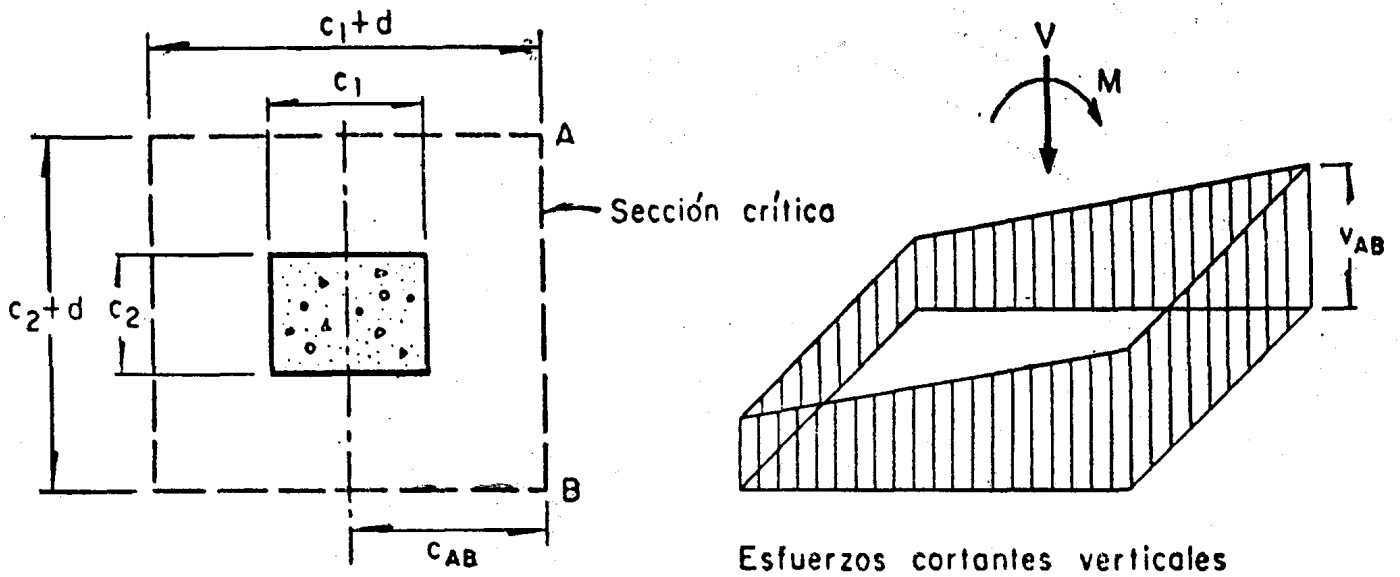


ψ = cociente de $\Sigma (I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma (I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$H' = kH$.

A y B son los extremos de la columna.

Fig. 1.1 Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H' , de miembros a flexocompresión.



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

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

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior

Fig. 2.1. Transmisión de momento entre columna y losa.

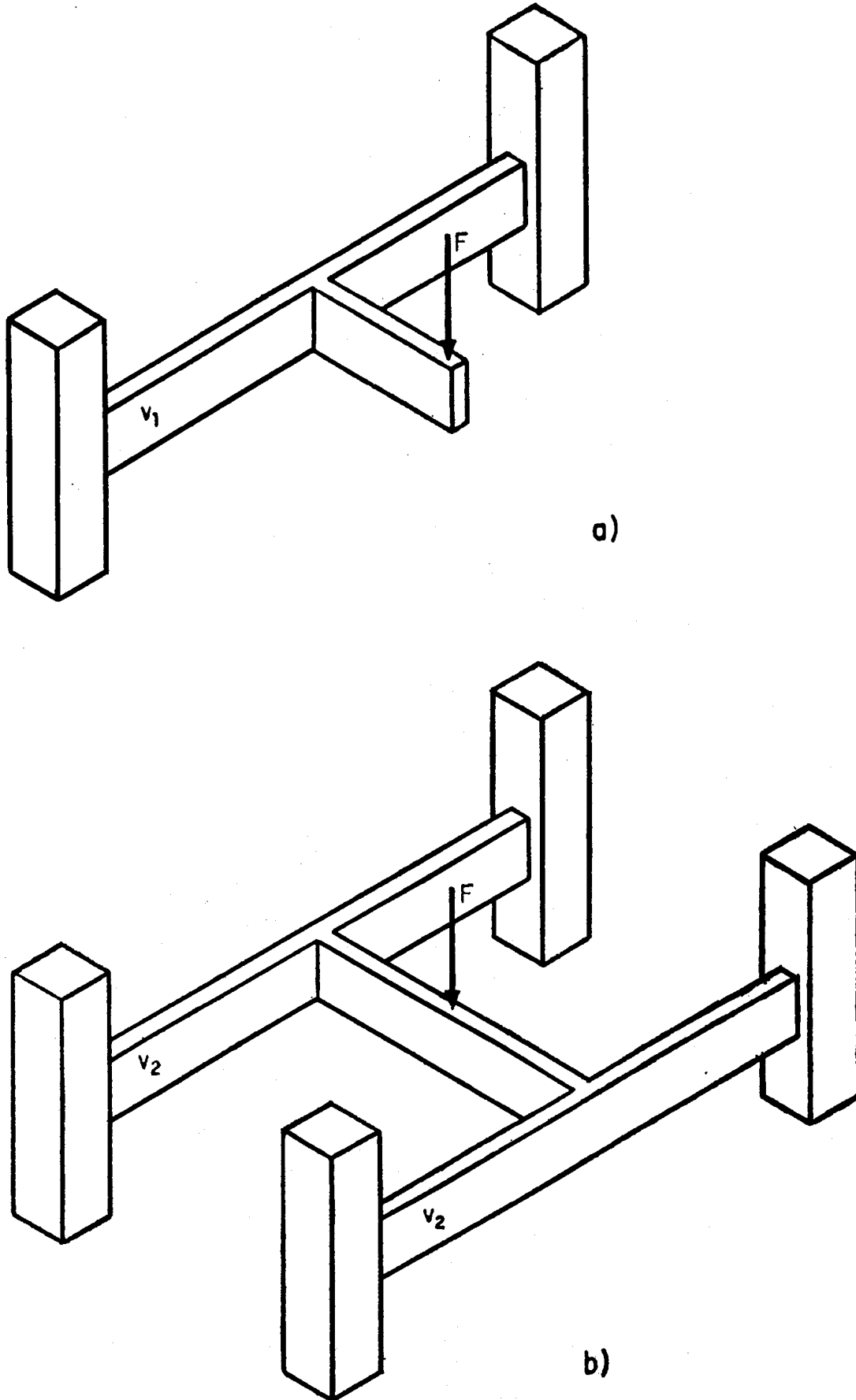


Fig. 2.2. Ejemplos de vigas en las que existe torsión (vigas v_1 y v_2).

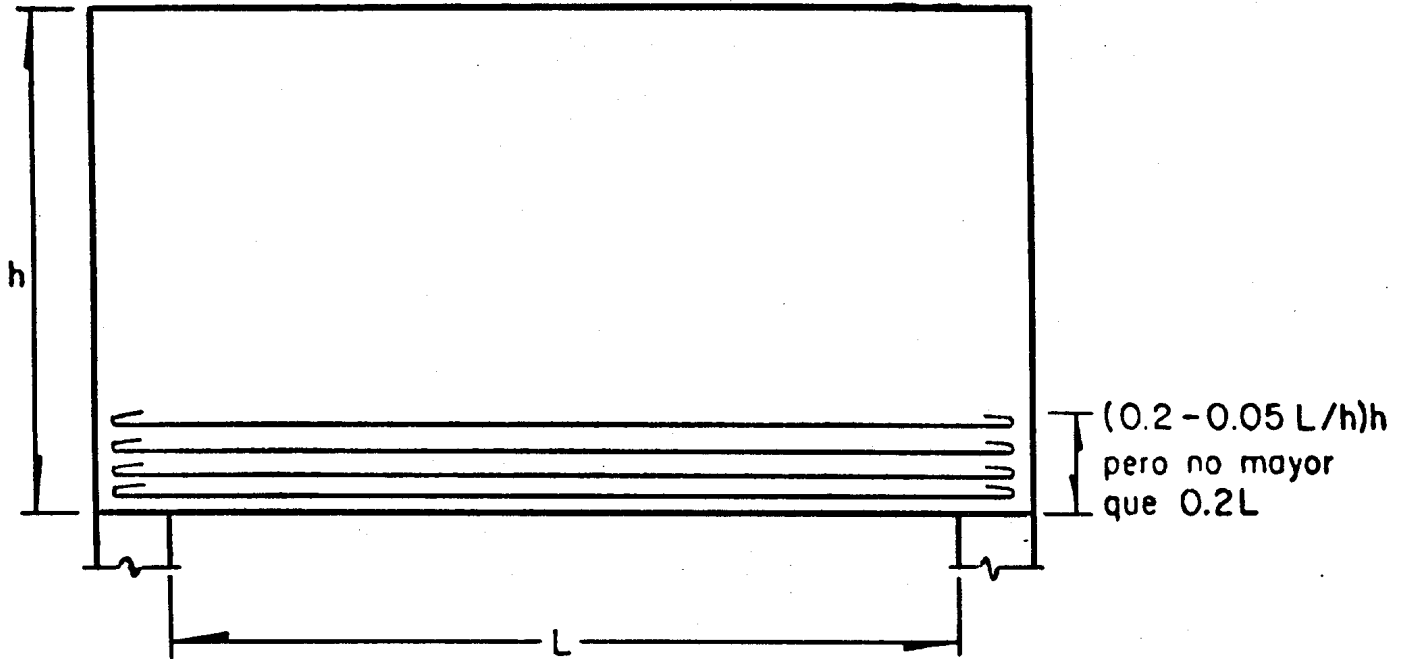


Fig. 4.1. Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro.

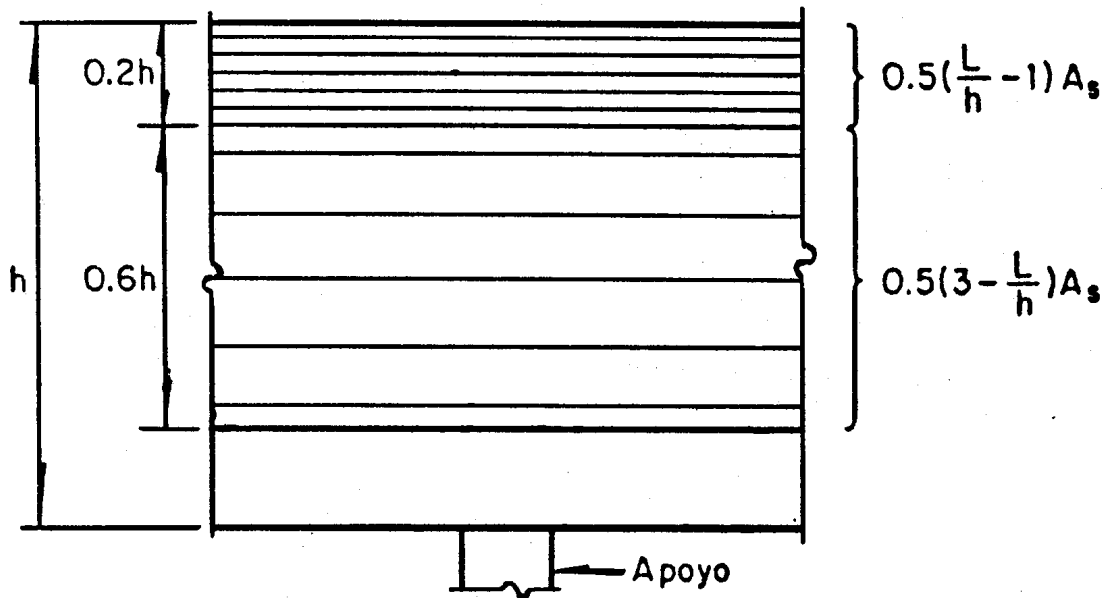


Fig. 4.2. Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1.0$.

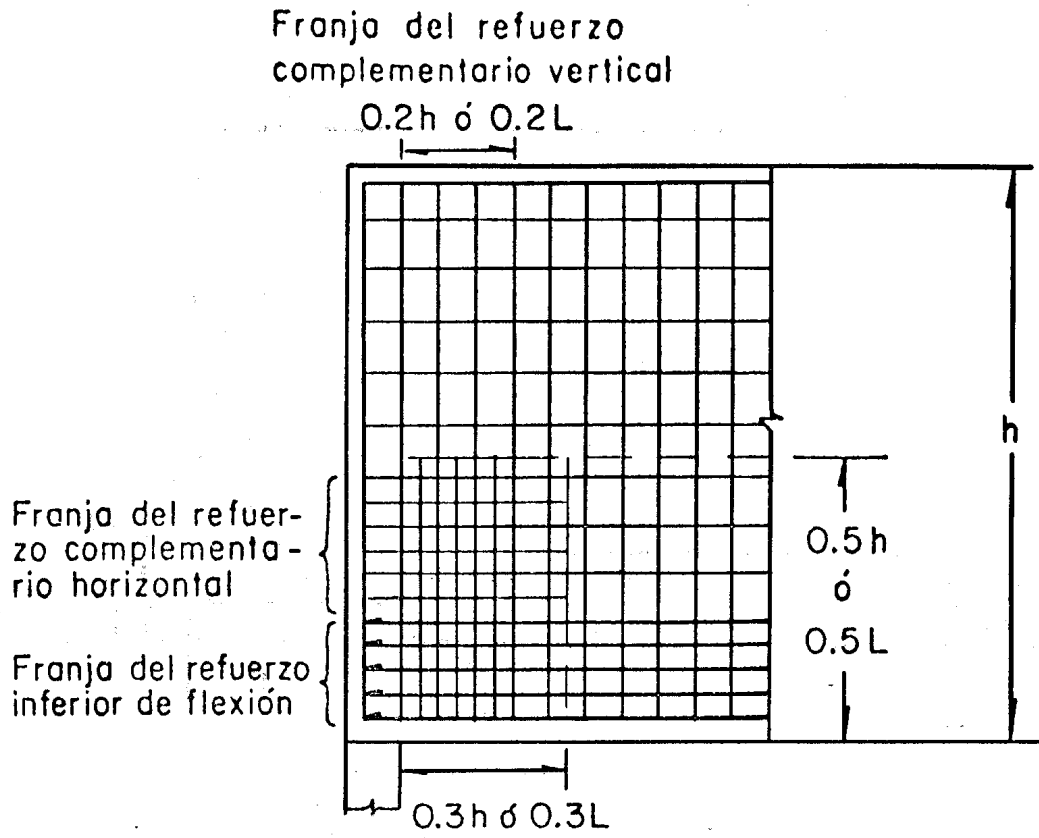


Fig. 4.3. Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada.

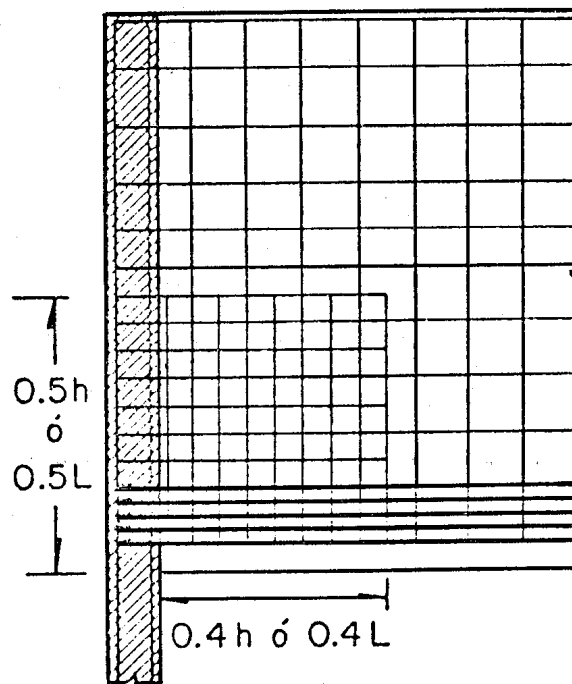


Fig. 4.4. Refuerzo en una zona de apoyo indirecto.

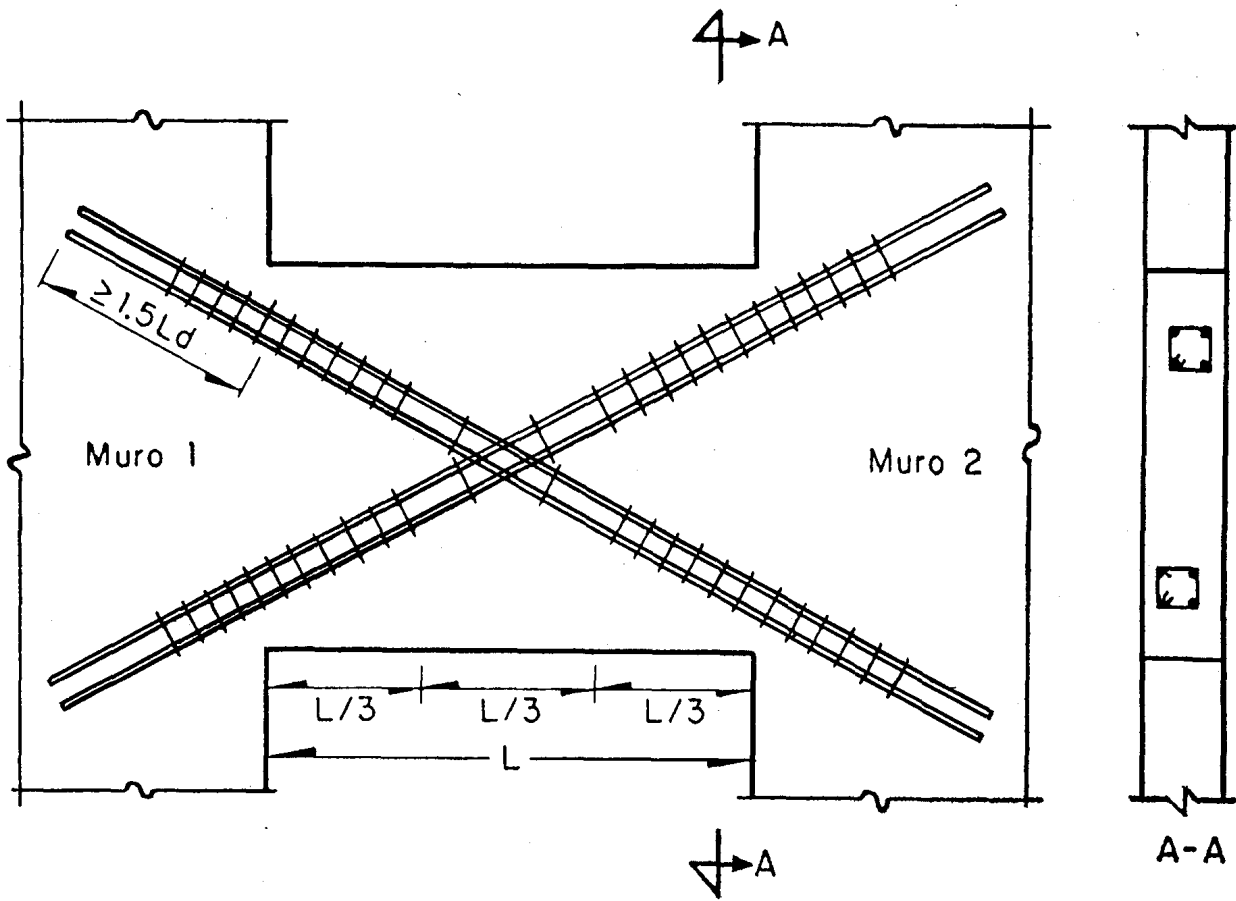


Fig. 4.5. Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante.

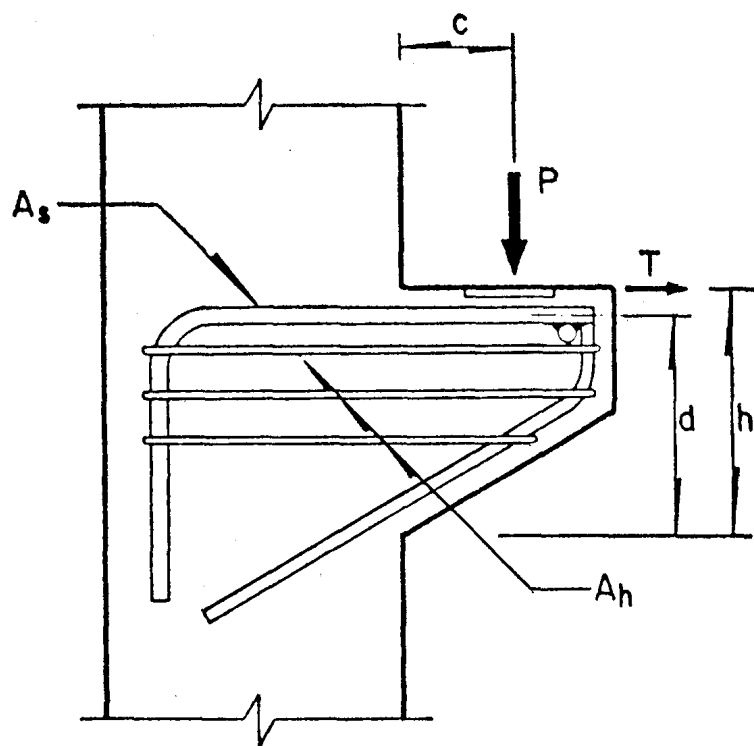


Fig. 4.6. Ménsula.

145-8

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE MADERA.**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera	7
NORMAS TECNICAS:	
DEFINICIONES	9
NOTACION	10
1. CONSIDERACIONES GENERALES	13
1.1 Alcance	13
1.2 Clasificación estructural	13
1.3 Dimensiones	13
1.4 Contenido de humedad	13
1.5 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas	13
2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO	13
2.1 Métodos de diseño	13
2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces	14
2.3 Factores de reducción de resistencia	15
2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces	15
2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada	15
2.4.2 Factores de modificación para uniones	16
2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera	18
2.6 Encharcamiento en techos planos	18
3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA	19
3.1 Miembros en tensión	19
3.2 Miembros bajo cargas transversales	19
3.2.1 Requisitos generales	19
3.2.2 Resistencia a flexión	19
3.2.3 Estabilidad lateral	19
3.2.4 Resistencia a cortante	20

3.3	Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión	21
3.3.1	Requisito general	21
3.3.2	Resistencia a carga axial	21
3.3.3	Efectos de esbeltez	21
3.3.4	Fórmula de interacción para flexión uniaxial	22
3.3.5	Determinación del momento amplificado	22
3.3.6	Momentos en los extremos	22
3.3.7	Momentos debidos a encorvadura	22
3.3.8	Fórmula de interacción para flexión biaxial	23
3.4	Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión	23
3.4.1	Momento uniaxial y tensión	23
3.4.2	Momento biaxial y tensión	23
3.5	Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°	23
3.5.1	Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)	23
3.5.2	Efecto del tamaño de la superficie de apoyo	23
3.5.3	Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de las fibras	23
4.	RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA	24
4.1	Requisitos del material	24
4.2	Orientación de los esfuerzos	24
4.3	Resistencia a carga axial	24
4.3.1	Resistencia a tensión	24
4.3.2	Resistencia a compresión	24
4.3.3	Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores	24
4.4	Placas en flexión	24
4.4.1	Flexión con cargas normales al plano de la placa	24
4.4.2	Flexión con cargas en el plano de la placa	25

4.5	Resistencia a cortante	25
4.5.1	Cortante en el plano de las chapas debido a flexión	25
4.5.2	Cortante a través del grosor	25
4.6	Aplastamiento	25
5.	DEFLEXIONES	25
5.1	Madera maciza	26
5.2	Madera contrachapada	26
6.	ELEMENTOS DE UNION	26
6.1	Consideraciones generales	26
6.1.1	Alcance	26
6.1.2	Resistencia a cortante	26
6.2	Clavos	26
6.2.1	Alcance	26
6.2.2	Configuración de las uniones	26
6.2.3	Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza	26
6.2.4	Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada	27
6.3	Pernos y pijas	28
6.3.1	Requisitos comunes	28
6.3.2	Requisitos particulares para pernos	28
6.3.3	Resistencia de uniones con pernos	30
6.3.4	Requisitos particulares para pijas	33
6.3.5	Resistencias de uniones con pijas	33
6.4	Uniones con placas dentadas o perforadas	34
6.4.1	Consideraciones generales	34
6.4.2	Dimensionamiento	35

7. EJECUCION DE OBRAS	35
7.1 Consideraciones generales	35
7.2 Normas de calidad	35
7.3 Contenido de humedad	35
7.4 Protección a la madera	36
7.5 Tolerancias	36
7.6 Transporte y montaje	36
8. RESISTENCIA AL FUEGO	36
8.1 Medidas de protección contra fuego	36
8.1.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en vi- viendas de madera	37
8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos	37
8.1.3 Características del quemado superficial de los materiales de construcción	37
8.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones	37
8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados	37
8.2.2 Ejecución de uniones	37
REFERENCIAS	37
APENDICE I Clasificación visual de maderas latifoliadas para usos estructurales	37
APENDICE II Propiedades efectivas de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada	40

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Masa del agua en la madera expresada como un porcentaje de la masa de la madera anhidra.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y descansan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial, o por corte plano o rebanado de una troza.

Densidad

Masa por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron la masa y el volumen.

Densidad relativa

Masa anhidra de una muestra de material dividida entre su volumen saturado (PA/VV). No tiene unidades, ya que es la relación de la densidad del material y la densidad del agua, que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de reducción de resistencia

Factor, F_R , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que, para el estado límite bajo consideración, toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones y pro-

iedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna condición de servicio como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ca- duca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 para el caso de las coníferas y con el Apéndice I para las latifoliadas. El Apéndice I incluye las definiciones necesarias para aplicar la regla de clasificación para latifoliadas.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que $18 \pm 2\%$.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que $18 \pm 2\%$.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudi-

nal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 61 cm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten la carga en forma solidaria.

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Valor especificado de resistencia

Resistencia asignada para su uso en el cálculo de resistencia.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de reducción de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos esencialmente a cargas perpendiculares a su eje longitudinal y que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga. Usualmente la carga se aplica sobre los cantos.

Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a cargas transversales y que están colocados a distancias cortas (menores que 120 cm) entre sí, unidos por una cubierta de duelas o madera contrachapada, destinados a ser cargados de canto.

NOTACION

A	área total de la sección, cm^2
A_n	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, cm^2
A_1	superficie de apoyo de la pija igual a D_1 , mm^2
A_m	área bruta del elemento principal, cm^2
A_n	área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores, cm^2
A_s	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, cm^2
A_1	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, cm^2
b	ancho de la sección transversal, cm
C	factor para obtener valores efectivos de propiedades de madera contrachapada (tabla 5.1)
C_k	factor de esbeltez crítico (inciso 3.2.3.2.3)
C_m	factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (inciso 3.3.5)
C_s	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2.2)
D	diámetro del conector, mm
D_o	diámetro o lado de la rondana, mm (tabla 6.2)
d	peralte de la sección, cm
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2)
d_r	profundidad del recorte (inciso 3.2.4.3)
$E_{0.05}$	módulo de elasticidad correspondiente al 5o. percentil, kg/cm^2
$E_{0.50}$	módulo de elasticidad promedio, kg/cm^2
e	excentricidad por encorvadura, cm
e_r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, cm (inciso 3.2.4.3)
F_R	factor de reducción de resistencia

f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, kg/cm^2	J_h	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2	J_m	factor de modificación por momento en los apoyos de armaduras
f_{nu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm^2	J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, kg/cm^2	J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
f_{vgn}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm^2	K_a	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso
f_y	esfuerzo de fluencia en el acero del elemento considerado, kg/cm^2	K_{cl}	factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas
f'_{cu}	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_d	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
f'_{fu}	valor especificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2	K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
f'_{nu}	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm^2	K_p	factor de modificación por peralte
f'_{tu}	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_r	factor de modificación por recorte
f'_{vgn}	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm^2	k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2)
f'_{vu}	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2	L	longitud del claro
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, kg/cm^2	L_e	longitud efectiva de pandeo, cm
I	momento de inercia de la sección, cm^4	L_u	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, cm
J_n	factor de modificación para clavos lanceros	l	longitud del clavo, mm
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones	l_p	longitud efectiva de penetración de la parte rosada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm
J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas	M_c	momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_o , kg cm
J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos	M_o	máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, kg cm
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas	M_p	resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, kg cm
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos	M_Q	resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, kg cm
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas		

M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, kg cm	Q_{ru}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, kg cm	Q'_{pu}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_{xR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje x, kg cm	r	radio de giro mínimo de la sección, cm
M_{yR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje y, kg cm	S	módulo de sección, cm
M_{xua}	momento amplificado respecto al eje x, kg cm	S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, cm
M_{yua}	momento amplificado respecto al eje y, kg cm	T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, kg
M_1, M_2	momentos actuantes en los extremos de columnas, kg cm	T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, kg
N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, kg	t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm
$N_{R\theta}$	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, kg	t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, cm
N_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión, kg	t_o	grosor de la rondana, mm
N_u	resistencia lateral modificada por elemento de unión, kg	t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, cm
N'_u	resistencia lateral especificada por elemento de unión, kg	V_R	resistencia a cortante de diseño, kg
n	número de elementos de unión	V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, kg
n_p	número de planos de cortante	V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, kg
P_{cr}	carga crítica de pandeo, kg (inciso 3.3.5)	Y_e	resistencia en extracción modificada para pijas, kg/mm ²
P_{pu}	resistencia lateral modificada por elemento unión para cargas paralelas a la fibra, kg	Y_u	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, kg	Y'_e	resistencia en extracción especificada para pijas, kg/mm ²
P_{re}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra, kg (inciso 6.3.5.1.2)	Y'_u	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, kg	γ	densidad relativa igual a peso anhidro/volumen verde
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, kg	δ	factor de amplificación de momentos en elementos a flexo-compresión
P'_{pu}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, kg	θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
Q	factor de comportamiento sísmico	ϕ	factor de estabilidad lateral (inciso 3.2.3)
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg		

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	> 120 000
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.2 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con pre-

ferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4 Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera *seca* a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y *húmeda*, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.5 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en el Título Sexto de este Reglamento, los valores de la Tabla 1.1, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

TABLA 1.1 ANCHOS, b , PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS

Condición	b
Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	$2 \times$ ancho de una duela + 15.0 cm, pero no más de 45.0 cm
Madera contrachapada (3)	61.0 cm

(1) grosor mínimo 19 mm (2) grosor mínimo 12.7 mm

(3) grosor mínimo 9 mm

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará

a cabo según los criterios de estados límite establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'_{fu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{fu}	190
Tensión	f'_{tu}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{tu}	90
Compresión En el plano de las chapas	f'_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{nu}	25
Cortante A través del grosor	f'_{vu}	20
En el plano de las chapas	f'_{ru}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	5 000

2.3 Factores de reducción de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R

ACCION	PRODUCTO	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

- K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).
 K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).
 K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

- K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm.
 K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).
 K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2).
 K_r factor por recorte (inciso 3.2.4.3).
 K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO $CH \geq 18\% \pm 2\%$), k_h

Concepto	k_h
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) ⁽¹⁾, k_d

Condición de carga	k_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente $< 5\%$)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq 5\%$)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d , MENOR O IGUAL A 140 mm), k_p

Concepto	k_p
Flexión	1.25
Tensión y Compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS, k_{cl}

Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985)	k_{cl}
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

- (1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref 2
- (2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 × 87 mm y 87 × 190 mm
- (3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0
	o menor						o más
k_a	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

2.4.2 Factores de modificación para uniones

- J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.10)
- J_g factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11)
- J_d factor por duración de carga (tabla 2.12)
- J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13)
- J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14)
- J_a factor para clavos lanceros (tabla 2.15)
- J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra = 0.6
- J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16)
- J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17)
- J_{dt} factor para clavos para diafragmas = 1.3

TABLA 2.10 FACTOR DE MODIFICACION POR CONTENIDO DE HUMEDAD, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	Seca		Húmeda	
	$CH < 18\% \pm 2\%$	$CH > 18\% \pm 2\%$	$CH < 18\% \pm 2\%$	$CH > 18\% \pm 2\%$
Condición de servicio	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda

Pernos y pijas

Compresión paralela				
a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular				
	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

TABLA 2.11 FACTOR DE MODIFICACION POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, J_g

Para piezas laterales de madera								
Relación de áreas	La menor de A_m o A_s (cm^2)	Número de conectores en una hilera						
		2	3	4	5	6	7	8
0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80 - 180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180 - 420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	80 - 180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180 - 420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
Para piezas laterales metálicas								
A_m								
160 - 260	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61	
260 - 420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63	
420 - 760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71	
760 - 1300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81	
> 1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	

A_m Area bruta del miembro principal (cm^2).

A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm^2).

Relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m la que resulte menor.

Interpolar para valores intermedios.

TABLA 2.12 FACTOR DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 2.13 FACTOR DE MODIFICACION POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA Y METALICAS PARA PERNOS Y PIJAS, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas *	$\geq 3.5 D$	1.00
	2.0 D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

D diámetro de la pija.

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 2.14 FACTOR DE MODIFICACION
POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES
DE MADERA PARA CLAVOS, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral *	J_{gc}
1/3	1.00
1/6	0.50

1 longitud del clavo.

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 2.15 FACTOR DE MODIFICACION
PARA CLAVOS LANCEROS, J_a

Condición de carga	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

TABLA 2.16 FACTOR DE MODIFICACION
POR CARGA LATERAL PERPENDICULAR
A LAS FIBRAS PARA PIJAS, J_n

Diámetro de la pija (mm)	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

TABLA 2.17 FACTOR DE MODIFICACION
POR DOBLADO DE LA PUNTA DE CLAVOS, J_{dp}

Cortante simple	1.6
Cortante doble *	2.0

* Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

De acuerdo con el Capítulo 5 "Factor de Comportamiento Sísmico" de Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

$Q = 3.0$ para diafragmas contrachapados con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas.

$Q = 2.0$ para diafragmas contrachapados con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza.

$Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el Capítulo 7 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas contrachapados y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas contrachapados con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza, deberá utilizarse el análisis estático (Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo).

2.6 Encharcamiento en techos planos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

Cada porción del techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

$$M_R = F_R f_{tu} S \phi \quad (3.2)$$

3.1 Miembros en tensión

La resistencia de diseño, T_R , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$T_R = F_R f_{tu} A_n \quad (3.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

(tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d K_c K_p K_{cl} \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

A_n área neta

El área neta se define como la que resulta de deducir de la sección bruta el área proyectada del material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se tomará como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en el inciso 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte.

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.8

(tabla 2.4)

ϕ factor de estabilidad lateral según el inciso 3.2.3

$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

S módulo de sección

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con el inciso 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de los incisos siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

3.2.3.2.1 Longitud sin soporte lateral, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se tomará como la distancia entre apoyos; en voladizos, se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se tomará como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u , podrá tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral deberá estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

TABLA 3.1 RELACIONES d/b MAXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICION DE SOPORTE LATERAL	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas o tirantes	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamientos ≤ 61 cm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones de c) y además exista bloqueo o arriostamiento lateral a distancias no superiores a $8d$	7.5
e) Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

3.2.3.2.2 Factor de esbeltez

El factor de esbeltez, C_s , se determinará con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad (3.3)$$

3.2.3.2.3 Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

- a) Cuando $C_s \leq 6$ el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.

- b) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \quad (3.4)$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \quad (3.5)$$

- c) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ , se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2 \quad (3.6)$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 30.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \quad (3.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vu} = f'_{vu} K_u K_d K_c K_r K_v \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos
- b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1$.

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

El factor de recorte, K_r , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d} \right)^2 \quad (3.8)$$

- b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.9)$$

- c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad (3.10)$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_R , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de los incisos 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (3.11)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{cu} = f'_{cu} K_h K_d K_c K_p K_{el} \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A área de la sección

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en el inciso 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = K L_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $K = 1$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

- (a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k L_u / r \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

- (b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k L_u / r \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

(c) No se admiten valores de KL_u/r superiores a 120.

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

donde: M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado.

3.3.5 Determinación del momento amplificado

El valor de M_c se determinará por medio del siguiente procedimiento

$$M_c = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_1 \quad (3.13)$$

donde: M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}} \quad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(KL_u)^2} K_d K_c K_h \quad (3.15)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

Para miembros restringidos contra el desplazamiento y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.16)$$

Para otros casos tómesese $C_m = 1.0$

M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en 3.3.3.3

3.3.6 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para excentricidades en cada extremo iguales o mayores que

- Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo

plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso 3.3.6.

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por δ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.18)$$

donde: M_{xua} momento amplificado respecto al eje X

M_{yua} momento amplificado respecto al eje Y

M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.19)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.20)$$

donde: M_{xua} momento respecto al eje X

M_{yua} momento respecto al eje Y

M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (3.21)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d K_c K_a$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A_a área de la superficie de apoyo

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 2.9 (inciso 2.4.1).

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad (3.22)$$

donde F_R tiene el mismo valor que en el inciso 3.5.1.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236-1978 (ref 3) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por el Departamento del Distrito Federal. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la ref 3 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia.

En el Apéndice II se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.2)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{cu} = f'_{cu} K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45° . Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_p , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_{tu} S_1 \quad (4.3)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice II)

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_Q , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice II)

d peralte del elemento

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I b}{Q} f_{vu} \quad (4.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

$\frac{I b}{Q}$ Constante para cortante por flexión (Apéndice II)

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f'_{vgu} A \quad (4.6)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vgu} = f'_{vgu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A Area total de la sección transversal de la placa

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A_a Area de la superficie de apoyo

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

- Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.
- Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 0.5 cm o el claro entre 480 + 0.3 cm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en el artículo 184 del Título VI.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se tomarán en cuenta multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en

forma continua por 1.5, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18\% \pm 2\%$), y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18\% \pm 2\%$).

5.1 Madera maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

5.2 Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del inciso 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice II.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla AII.1 del Apéndice II para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNION

6.1 Consideraciones generales

6.1.1 Alcance

La sección 6 proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con el inciso 3.2.4, se calculará con base en la dimensión d_e en lugar de d . La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2 Clavos

6.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la Norma Oficial Mexicana NOM-H-64-1960 "Clavos cilíndricos" (ref 4).

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

6.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_1 , deberá ser igual a, por lo menos, la sexta parte de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

6.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 6.2.3.2.

6.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{ru} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \tag{6.1}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$$N_u = N'_u J_h J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{di} \text{ (inciso 2.4.2)}$$

n número de clavos

N'_u valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1)

6.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_R , se calculará con la expresión

$$T_R = 0.10 N_{ru} \tag{6.2}$$

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 6.2.4.

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO DELGADO (COMUNES), N'_u

Longitud mm	pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas		
				Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.0	24	32	28	17
44.5	1¾	2.3	31	38	34	22
51.0	2	2.7	39	57	51	29
63.5	2½	3.1	50	75	68	40
76.0	3	3.4	60	91	82	52
89.0	3½	3.8	73	114	102	68
102.0	4	4.5	97	159	138	89
114.0	4½	4.5	97	160	138	89
127.0	5	4.9	112	189	160	102
140.0	5½	4.9	112	191	160	102
152.0	6	5.3	128	215	177	117

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO GRUESO (AMERICANO), N'_u

Longitud mm	pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas		
				Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.2	27	38	34	19
44.5	1¾	2.7	39	57	51	27
51.0	2	3.1	50	74	67	35
63.5	2½	3.4	60	90	81	47
76.0	3	3.8	71	113	101	59
89.0	3½	4.1	83	138	122	73
102.0	4	4.9	112	186	160	100
114.0	4½	5.3	128	210	177	117
127.0	5	5.7	148	252	208	135
140.0	5½	6.2	171	298	241	156
152.0	6	6.7	194	346	277	117
178.0	7	7.2	222	392	314	203
203.0	8	7.8	256	451	361	233

6.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 6.2.3.1 utilizando el valor de N'_u especificado en la tabla 6.2.

TABLA 6.2 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA UNIONES CON PIEZAS LATERALES DE MADERA CONTRACHAPADA, N'_u

Grosor del contrachapado (mm)	Longitud del clavo (mm)	(pulg)	N'_u (kg)
Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	40
12, 16	63.5	2.5	50
19, 21	76	3	60
Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	45
12, 16	63.5	2.5	55
19, 21	76	3	65

6.3 Pernos y pijas

6.3.1 Requisitos comunes

6.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 ± 2 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracción han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- a) uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga, o,
- b) una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza y la tuerca del elemento de unión, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según el inciso 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a $1/10$ del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a $1/10$ de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2 Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-47-1979 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref 5).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2 Grosos efectivos de las piezas

6.3.2.2.1 Piezas laterales de madera

- a) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza menor o el grosor de la pieza mayor.
- b) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.
- c) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

TABLA 6.3 DIMENSIONES MINIMAS DE RONDANAS
PARA UNIONES CON PERNOS O PIJAS

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D (mm)	Diámetro o lado de la rondana D _o (mm)	Grosor t _o (mm)
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas de tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzcan esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	75	6
		22.2	85	8
Rondanas de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

6.3.2.2.2 Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 6 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

6.3.2.3.1 Espaciamiento entre pernos en una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

- a) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.
- b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

6.3.2.3.2 Espaciamiento entre hileras de pernos

- a) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.

b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.

c) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 12.5 cm.

6.3.2.3.3 Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

a) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas del grupo III y coníferas en tensión.

b) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.

c) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o cinco cm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

6.3.2.3.4 Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3 Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser mayor o igual a la carga

actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

n_p número de planos de cortante

$$P_{pu} = P'_{pu} J_h J_g J_d \quad (\text{inciso 2.4.2})$$

$$Q_{pu} = Q'_{pu} J_h J_g J_d \quad (\text{inciso 2.4.2})$$

P'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4)

Q'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5)

n número de pernos en un grupo.

6.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

TABLA 6.4 VALORES DE P'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE
 PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA CON PIEZAS
 LATERALES DE MADERA (kg) EN UNIONES CON PERNOS

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	LATIFOLIADAS			
		CONIFERAS P'_{pu}	Grupo I P'_{pu}	Grupo II P'_{pu}	Grupo III P'_{pu}
6.4	38	146	206	175	100
	64	185	236	211	119
	87	185	236	211	137
	> 140	185	236	211	137
9.5	38	278	392	342	153
	64	337	486	409	227
	87	392	520	465	252
	> 140	407	520	465	303
12.7	38	371	605	484	205
	64	547	755	649	345
	87	604	877	778	408
	140	728	929	831	492
	> 190	728	929	831	541
15.9	38	465	758	606	257
	64	823	1 100	960	432
	87	877	1 225	1 047	588
	140	1 080	1 456	1 303	694
	190	1 141	1 456	1 303	807
	> 240	1 141	1 456	1 303	848
19.1	38	558	910	728	308
	64	940	1 530	1 226	520
	87	1 211	1 646	1 425	706
	140	1 415	2 064	1 730	939
	190	1 646	2 102	1 880	1 056
	240	1 646	2 102	1 880	1 201
	> 290	1 646	2 102	1 880	1 224
22.2	38	649	1 058	846	359
	64	1 093	1 781	1 425	604
	87	1 486	2 131	1 862	821
	140	1 793	2 558	2 165	1 223
	190	2 072	2 839	2 539	1 337
	240	2 224	2 839	2 539	1 488
	> 290	2 224	2 839	2 539	1 653
25.4	38	742	1 210	968	410
	64	1 250	2 038	1 630	691
	87	1 700	2 715	2 216	939
	140	2 243	3 136	2 678	1 511
	190	2 527	3 697	3 094	1 671
	240	2 877	3 717	3 324	1 824
> 290	2 911	3 717	3 324	2 007	

TABLA 6.5 VALORES DE Q'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE
 PARA CARGAS PERPENDICULARES A LA FIBRA (kg) (PIEZAS
 LATERALES DE MADERA O METAL EN UNIONES CON PERNOS)

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	LATIFOLIADAS			
		CONIFERAS Q'_{pu}	Grupo I Q'_{pu}	Grupo II Q'_{pu}	Grupo III Q'_{pu}
6.4	38	82	126	115	49
	64	131	167	149	72
	87	131	167	149	97
	> 140	131	167	149	97
9.5	38	131	208	171	72
	64	198	308	251	120
	87	255	368	327	148
	> 140	288	368	329	214
12.7	38	175	285	228	97
	64	289	437	360	163
	87	359	558	455	216
	140	515	657	588	308
	> 190	515	657	588	383
15.9	38	219	357	286	121
	64	369	585	481	204
	87	478	729	599	277
	140	690	1 030	883	404
	190	807	1 030	921	516
	> 240	807	1 030	921	516
19.1	38	263	429	393	145
	64	443	722	578	245
	87	602	918	762	333
	140	855	1 338	1 089	511
	190	1 106	1 486	1 329	640
	240	1 164	1 486	1 329	778
	> 290	1 164	1 486	1 529	865
22.2	38	306	498	399	169
	64	515	839	671	285
	87	700	1 122	913	387
	140	1 030	1 592	1 301	622
	190	1 312	2 008	1 680	770
	240	1 573	2 008	1 796	925
	> 290	1 573	2 008	1 796	1 087
25.4	38	350	570	456	193
	64	589	960	768	326
	87	801	1 305	1 044	443
	140	1 225	1 870	1 537	712
	190	1 537	2 409	1 958	916
	240	1 870	2 628	2 351	1 087
	> 290	2 059	2 628	2 351	1 268

6.3.4 Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-23-1976 "Tornillos de acero para madera" (ref 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

6.3.4.2.1 Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
- b) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas del grupo III y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

6.3.4.2.2 Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

6.3.4.2.3 Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el inciso 6.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5 Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1 Resistencia a la extracción

6.3.5.1.1 Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

6.3.5.1.2 Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la expresión 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_r = F_R Y_e I_p n \quad (6.6)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_e = Y'_e J_h J_d J_{gp}$ (inciso 2.4.2)

n número de pijas en el grupo

Y'_e resistencia especificada de extracción en kg/mm de penetración (tabla 6.6)

I_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta (mm)

6.3.5.1.3 Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

TABLA 6.6

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA EXTRACCION DE PIJAS, Y'_e (kg/mm)

Diámetro pulg (mm)	LATIFOLIADAS				
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III	
¼	6.4	3.5	10.3	7.1	2.4
⅜	7.9	4.9	12.9	9.0	3.6
½	9.5	6.2	15.5	11.0	4.8
⅝	11.1	7.6	17.9	13.0	5.9
¾	12.7	8.9	20.3	14.8	7.0
⅞	15.8	11.2	24.7	18.3	9.1
1	19.0	13.6	29.1	21.6	11.1
	22.2	15.8	33.2	24.9	13.0
	25.4	18.0	37.2	28.0	14.9

6.3.5.2 Resistencia lateral

6.3.5.2.1 Longitud de penetración, l_p , para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

TABLA 6.7

VALORES MAXIMOS DE LA LONGITUD DE PENETRACION, l_p , PARA CALCULO DE RESISTENCIA LATERAL

Longitud de penetración	LATIFOLIADAS			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
10 D	10 D	8 D	9 D	10 D

6.3.5.2.2 Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R A_1 n \quad (6.7)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} Y_u J_n \quad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.9)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_u = Y'_u J_h J_d J_{gp} J_g$ (tabla 6.8 e inciso 2.4.2)

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.15)

A_1 superficie de apoyo de la pija (mm^2) = $D l_p$

n número de pijas en un grupo

TABLA 6.8

VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA LATERAL PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA EN PIJAS, Y'_u (kg/mm^2)

Y'_u	LATIFOLIADAS			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
	0.31	0.50	0.42	0.25

6.3.5.2.3 Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp} .

6.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

6.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las

que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-B-9-1979, "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref 7).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de los siguientes incisos deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Que la placa no se deforme durante su instalación.
- b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera.
- c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado".
- d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca el Departamento del Distrito Federal.
- b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las pla-

cas obtenidas por medio de las pruebas que especifique el Departamento del Distrito Federal.

7. EJECUCION DE OBRAS

7.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas Técnicas Complementarias.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas de clases A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales" (ref 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse el sistema de clasificación descrito en el Apéndice I.

7.3 Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza de latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

TABLA 7.1

CONTENIDO DE HUMEDAD EN EQUILIBRIO DE LA MADERA MACIZA DE CONIFERAS * DE ACUERDO CON LA HUMEDAD RELATIVA Y LA TEMPERATURA DE BULBO SECO

Humedad relativa (%)	Rango de temperatura del bulbo seco (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
20	10 - 40	4
25	10 - 40	5
30	0 - 40	6
35	0 - 35	7
40	0 - 30	8
50	10 - 40	9
55	0 - 40	10
60	0 - 30	11
65	0 - 30	12
70	0 - 35	13
72	0 - 30	14
75	0 - 25	15
80	0 - 30	16
81	0 - 25	17
82	0 - 20	18
86	0 - 30	19
88	0 - 30	20

* Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2% más bajos que los dados en la tabla.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas normas para la madera seca ($18\% \pm 2\%$), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4 Protección a la madera

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construc-

ción deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-178-1983 "Preservadores solubles en agua y en aceite" (ref 8).

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-332-1981 "Madera Preservada a Presión-Clasificación y Requisitos" (ref 9).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-222-1983 "Prevención de Ataque por Termitas" (ref 10).

7.5 Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformar con los requerimientos prescritos en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción" (ref 2). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.6 Transporte y montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1 Medidas de protección contra fuego

8.1.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con este inciso, deberán tomar como base las indicaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-145-1982 "Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera" (ref 11).

8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12).

8.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-294-1980 "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" (ref 13).

8.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. Dirección General de Normas. *Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales*. NOM-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. Dirección General de Normas. *Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción*. NOM-C-224-1983. México, D.F., 1983.
3. Dirección General de Normas. *Madera contrachapada de pino*. NOM-C-326-1978. México, D.F., 1978.
4. Dirección General de Normas. *Clavos cilíndricos*. NOM-H-64-1960. México, D.F., 1960.
5. Dirección General de Normas. *Tornillos con cabeza hexagonal*. NOM-H-47-1972. México, D.F., 1972.
6. Dirección General de Normas. *Tornillos de acero para madera*. NOM-H-23-1951. México, D.F., 1951.
7. Dirección General de Normas. *Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general*. NOM-B-9-1979. México, D.F., 1979.
8. Dirección General de Normas. *Preservadores solubles en agua y aceite*. NOM-C-178-1983. México, D.F., 1983.
9. Dirección General de Normas. *Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos*. NOM-C-322-1981. México, D.F., 1981.
10. Dirección General de Normas. *Prevención de ataque por termitas*. NOM-C-222-1983. México, D.F., 1983.
11. Dirección General de Normas. *Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera*. NOM-C-145-1982. México, D.F., 1982.
12. Dirección General de Normas. *Resistencia al fuego. Determinación*. NOM-C-307-1982. México, D.F., 1982.
13. Dirección General de Normas. *Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción*. NOM-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE I. CLASIFICACION VISUAL DE MADERAS LATIFOLIADAS PARA USOS ESTRUCTURALES

En este apéndice se presenta la Regla de Clasificación Visual para maderas latifoliadas de uso estructural. Las piezas de madera estructural son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente y que requieren para su dimensio-

namiento de un proceso de análisis y diseño estructural. Tal es el caso de vigas y viguetas para pisos, entrepisos y techos, columnas, armaduras, pies derechos, etc.

Esta regla de clasificación visual y los valores de resistencia y rigidez especificados asociados a la misma, son el resultado de investigaciones realizadas en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán en colaboración con el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera de INIREB y el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana Atzacotalco. Como parte de estas investigaciones se han llevado a cabo numerosos ensayos de flexión en piezas de tamaño comercial que han permitido evaluar la influencia de los defectos en la rigidez y resistencia de las piezas.

La clasificación visual implica una verificación de la magnitud de los defectos en cada pieza, según se especifica en la regla de clasificación.

Se considerará una pieza aceptable si la magnitud de los defectos en cada pieza no excede las dimensiones establecidas en la regla.

Esta regla de clasificación visual es aplicable a maderas latifoliadas cepilladas, en condición seca.

Definiciones

Acebolladura

Es la desunión de dos anillos de crecimiento contiguos.

Alabeo

Curvatura de una pieza de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinal o transversal o de ambos.

Acanalamiento (abarquillado)

Alabeo en la dirección transversal.

Arqueamiento

Alabeo en la dirección longitudinal.

Encorvadura

Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

Torcedura (espiralada)

Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

Arista faltante (gema)

Falta de una arista en una pieza de madera.

Calificación

Consiste en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.

Clasificación

Selección de las piezas de madera en grupos, por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.

Defectos

Cualquier alteración de la madera que afecta las propiedades físicas, mecánicas y/o químicas determinando generalmente una limitación en su uso.

Duramen quebradizo

Zona del duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madera del árbol al ser éste aserrado.

Fallas de compresión

Deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesivas de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.

Fibra

Disposición longitudinal con respecto al eje axial de los elementos constitutivos de la madera, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Inclinación de la fibra

Desviación angular de la disposición de los elementos constitutivos con respecto al eje longitudinal del árbol o con respecto al canto de una pieza.

Mancha

Cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.

Médula incluida

Está conformada por los anillos de crecimiento iniciales del tronco. Se considera un defecto por representar una zona débil y fácilmente degradable, susceptible a ataque de hongos e insectos.

Nudos

Porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas que quedaron incluidas en el tronco.

Nudo hueco

Espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como nudo hueco.

Nudo sano

Porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.

Nudos arracimados

Dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo el racimo se le considera como una unidad de nudo.

Perforación

Presencia de galerías en la madera producidas por diferentes animales.

Pudrición

Descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera.

*Regla de Clasificación Estructural para Maderas
Latifoliadas*

Acaualamiento

Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.

Acebolladura

Se permite sobre una sola cara, hasta en un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor a 3 mm.

Arqueamiento

Se permiten menos de 20 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm de grueso.

Arista faltante o gema

Se permite en una sola arista, no más de $\frac{1}{4}$ del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.

Duramen quebradizo

No se permite.

Encorvadura o alabeo de canto

Se permiten menos de 10 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 88 mm de ancho. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm de ancho.

Fallas de compresión

No se permiten.

Grietas

Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder $\frac{1}{4}$ del grosor de la pieza.

Inclinación de la fibra

Se permite una inclinación hasta de 1:8 en cualquier parte de la pieza.

Manchas

Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.

Médula incluida

No se permite.

Nudos arracimados

No se permiten.

Nudo hueco

Se permiten con un diámetro máximo de 4 cm en las caras o un sexto de ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permite en los cantos.

Nudo sano

Se permiten con un diámetro máximo de 6 cm en las caras o un cuarto del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.

Perforaciones grandes (agujeros de larvas)

Se permiten hasta dos agujeros en un cuadro de 6×6 cm. No debe haber infestación activa.

Perforaciones pequeñas (ataque de insectos)

Se permiten hasta diez perforaciones en un cuadro de 6×6 cm. No debe haber infestación activa.

Pudrición

No se admite en ningún grado de avance.

Rajaduras

Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten en las aristas.

Torcedura

Se admiten menos de 1.5 mm por cada 25 mm de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admite en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

- a) Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura
- b) Inclinación general de la fibra, nudos
- c) Rajaduras, grietas, acebolladuras
- d) Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una misma arista.

APENDICE II. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

II.1 Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla AII.2 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos del inciso 4.1 de las mismas.

II.2 Propiedades de la Sección

Las propiedades de la sección incluidas en la Tabla AII.2 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la Tabla AII.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

- La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

TABLA AII.1 VALORES DE C PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

1. Grosor mínimo de chapa 2.54 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2. Grosor máximo de chapas exteriores 3.18 mm (excepto como se indica en 7)
3. Grosor máximo de chapas interiores 6.35 mm
4. Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor 2.12 mm
5. Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm 1.59 mm
6. Chapas centrales en placas de 5 chapas 1.59 mm
7. Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor 3.97 mm

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS METALICAS.**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	11
---	----

NORMAS TECNICAS:

NOTACION Y UNIDADES	13
1. CONSIDERACIONES GENERALES	19
1.1 Alcance	19
1.2 Criterios de diseño	19
1.3 Tipos de estructuras y métodos de análisis	19
2. PROPIEDADES GEOMETRICAS	20
2.1 Areas de las secciones transversales	20
2.1.1 Generalidades	20
2.1.2 Area neta	20
2.1.3 Area neta efectiva	21
2.1.4 Placas de unión	21
2.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez	21
2.2.1 Relaciones de esbeltez	21
2.2.2 Factor de longitud efectiva	21
2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas	22
2.2.4 Marcos contraventeados	22
2.2.5 Marcos sin contraventeo	23
2.3 Relaciones ancho/grueso y pandeo local	23
2.3.1 Clasificación de las secciones	23
2.3.2 Relaciones ancho/grueso máximas	23
2.3.3 Ancho	23

2.3.3.1	Elementos planos no atiesados	23
2.3.3.2	Elementos planos atiesados	25
2.3.4	Grueso	25
2.3.5	Secciones circulares huecas	25
2.3.6	Secciones tipo 4 (esbeltas)	25
2.3.6.1	Elementos planos no atiesados	25
2.3.6.2	Elementos planos atiesados	25
2.3.6.3	Secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados	26
3.	RESISTENCIA	26
3.1	Miembros en tensión	26
3.1.1	Estados límite	26
3.1.2	Resistencia de diseño	26
3.2	Miembros en compresión	27
3.2.1	Estados límite	27
3.2.2	Resistencia de diseño	27
3.2.2.1	Estado límite de pandeo por flexión	27
3.2.2.2	Estado límite de pandeo local	28
3.2.2.3	Estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión	28
3.3	Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)	28
3.3.1	Estados límite	28
3.3.2	Resistencia de diseño en flexión	29
3.3.2.1	Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)	29
3.3.2.2	Miembros no soportados lateralmente ($L > L_u$)	30
3.3.3	Resistencia de diseño al cortante	32
3.3.4	Flexión y cortante combinados	33

3.4	Miembros flexocomprimidos	33
3.4.1	Métodos de análisis y diseño	34
3.4.2	Estados límite	34
3.4.3	Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares	34
3.4.3.1	Revisión de las secciones extremas	34
3.4.3.2	Revisión de la columna completa	35
3.4.3.3	Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*	36
3.4.3.4	Determinación de cargas críticas	38
3.4.3.5	Análisis de segundo orden	38
3.4.4	Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares	39
3.4.4.1	Revisión de las secciones extremas	39
3.4.4.2	Revisión de la columna completa	39
3.4.4.3	Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*	39
3.5	Miembros en flexotensión	39
3.5.1	Estados límite	39
3.5.2	Dimensionamiento	40
3.6	Construcción compuesta	40
3.6.1	Miembros comprimidos	40
3.6.1.1	Limitaciones	40
3.6.1.2	Resistencia de diseño	40
3.6.1.3	Columnas con varios perfiles de acero	41
3.6.1.4	Transmisión de cargas	41
3.6.2	Miembros en flexión	41
3.6.2.1	Hipótesis de diseño	41
3.6.2.2	Ancho efectivo	42
3.6.2.3	Resistencia de diseño de vigas con conectores de cortante	43
3.6.2.4	Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto	43

3.6.2.5	Resistencia durante la construcción	43
3.6.3	Resistencia de diseño en cortante	43
3.6.4	Flexocompresión	43
3.6.5	Conectores de cortante	44
3.6.6	Casos especiales	45
3.7	Almas y patines con cargas concentradas	45
3.7.1	Bases para el diseño	45
3.7.2	Flexión local de los patines	46
3.7.3	Flujo plástico local del alma	46
3.7.4	Estabilidad de almas delgadas	46
3.7.5	Pandeo del alma con desplazamiento lateral	47
3.7.6	Pandeo del alma como columna	47
3.7.7	Almas sujetas a fuerza axial y a fuerza cortante elevada	47
3.7.8	Atiesadores	47
4.	REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO	48
4.1	Miembros en flexión formados por dos o más vigas	48
4.2	Miembros en compresión compuestos por varios perfiles (miembros armados en compresión)	48
4.2.1	Separación entre remaches, tornillos o soldaduras	48
4.2.2	Celosías y diafragmas	49
4.2.3	Montantes	49
4.3	Miembros en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión)	50
4.3.1	Separación entre elementos de unión	50
4.3.2	Montantes	50
4.4	Bases de columnas	50
4.5	Trabes armadas y vigas laminadas	50

4.5.1	Dimensionamiento	50
4.5.2	Patines	51
4.5.3	Unión de alma y patines	51
4.5.4	Alma	51
4.5.5	Atiesadores bajo cargas concentradas	51
4.5.6	Refuerzo del alma	52
4.5.7	Atiesadores transversales intermedios	52
4.5.8	Reducción del momento resistente por esbeltez del alma	53
4.5.9	Uniones	53
5.	CONEXIONES	54
5.1	Generalidades	54
5.1.1	Conexiones mínimas	54
5.1.2	Excentricidades	54
5.1.3	Rellenos	54
5.1.4	Juntas cepilladas	55
5.1.5	Remaches o tornillos en combinación con soldadura	55
5.1.6	Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches	55
5.1.7	Planos y dibujos	55
5.2	Soldaduras	55
5.2.1	Generalidades	55
5.2.2	Metal de aportación	56
5.2.2.1	Soldadura compatible con el metal base	56
5.2.3	Tipos de soldaduras	56
5.2.4	Dimensiones efectivas de las soldaduras	56
5.2.5	Resistencia de diseño	57
5.2.6	Combinación de soldaduras	57
5.2.7	Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial	59

5.2.8	Soldaduras de filete	59
5.2.9	Soldaduras de tapón y de ranura	60
5.3	Tornillos, barras roscadas y remaches	60
5.3.1	Tornillos de alta resistencia	60
5.3.2	Area resistente efectiva al aplastamiento	61
5.3.3	Resistencia de diseño en tensión o cortante	61
5.3.4	Resistencia de diseño en juntas que trabajan por fricción	61
5.3.5	Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento	62
5.3.6	Resistencia al aplastamiento	63
5.3.7	Tamaños de los agujeros	63
5.3.8	Agarres largos	64
5.3.9	Separación mínima	64
5.3.10	Separación máxima	64
5.3.11	Distancia mínima al borde	64
5.3.12	Distancia máxima al borde	66
5.4	Resistencia de diseño de ruptura por cortante	66
5.5	Empalmes	66
5.6	Resistencia de diseño por aplastamiento	66
5.7	Uniones con estructuras de concreto	66
5.7.1	Bases de columnas y aplastamiento en concreto	66
5.7.2	Anclas e insertos	66
5.8	Conexiones rígidas entre vigas y columnas	67
5.8.1	Definiciones	67
5.8.2	Resistencia de la conexión	67
5.8.3	Diseño de atiesadores	68
5.8.4	Tablero del alma de la columna	69
5.8.5	Requisitos adicionales	69

6. ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	70
6.1 Contraflechas	70
6.2 Expansiones y contracciones	70
6.3 Deflexiones, vibraciones y desplazamientos laterales	70
6.4 Corrosión	70
6.5 Fuego y explosiones	71
7. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)	71
8. FALLA FRAGIL	71
9. OTROS METALES	71
10. EJECUCION DE LAS OBRAS	71
10.1 Dibujos	71
10.2 Fabricación	72
10.2.1 Enderezado	72
10.2.2 Cortes	72
10.2.3 Estructuras soldadas	72
10.2.3.1 Preparación del material	72
10.2.3.2 Armado	72
10.2.3.3 Soldaduras de penetración completa	73
10.2.3.4 Pre calentamiento	73
10.2.3.5 Inspección	74
10.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas	74
10.2.4.1 Armado	74
10.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307	74
10.2.4.3 Agujeros para construcción atornillada o remachada	75

10.2.5 Tolerancias en las dimensiones	75
10.2.6 Acabado de bases de columnas	76
10.2.7 Pintura	76
10.3 Montaje	76
10.3.1 Condiciones generales	76
10.3.2 Anclajes	76
10.3.3 Conexiones provisionales	76
10.3.4 Tolerancias	77
10.3.5 Alineado y plomeado	77
10.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas	77
11. ESTRUCTURAS DUCTILES	77
11.1 Alcance	77
11.2 Marcos dúctiles	77
11.2.1 Requisitos generales	77
11.2.2 Miembros en flexión tante	78
11.2.2.1 Requisitos geométricos	78
11.2.2.2 Requisitos para fuerza cortante	78
11.2.2.3 Contraventeo lateral	79
11.2.3 Miembros en flexocompresión	79
11.2.3.1 Requisitos geométricos	79
11.2.3.2 Resistencia mínima en flexión	79
11.2.3.3 Requisitos para fuerza cortante	79
11.2.4 Uniones viga-columna	79
11.2.4.1 Contraventeo	80
11.2.5 Vigas de alma abierta (armaduras)	80

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS

NOTACION Y UNIDADES			
A (cm ²)	Parámetro que se utiliza para investigar la estabilidad de almas delgadas de secciones I.	A_s (cm ²)	Area de la sección transversal del perfil de acero de una viga compuesta; área de corte a lo largo de una trayectoria de falla por cortante; superficie mínima de falla limitada por los agujeros de los remaches o tornillos en una conexión.
A_B (cm ²)	Area cargada en columnas compuestas.	A_{sc} (cm ²)	Area de la sección transversal del vástago de un conector de barra con cabeza.
A_1, A_2 (cm ²)	Areas que intervienen en la determinación del valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto.	A_t (cm ²)	Area total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del elemento de acero estructural de una columna compuesta.
A_n (cm ²)	Area del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento.	a (cm)	Distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes de columnas armadas.
A_{at} (cm ²)	Area de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga-columna.	a' (cm)	Longitud en el extremo de una cubreplaca que se define en 4.5.3.
A_b (cm ²)	Area nominal del vástago de un tornillo o remache.	B (cm)	Ancho de los patines de una sección H utilizada como columna.
A_c (cm ²)	Area de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta.	B_1, B_2 (adimensionales)	Factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas.
A_e (cm ²)	Area neta efectiva.	b (cm)	Ancho de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H.
A_n (cm ²)	Area neta de la sección transversal de un miembro.	b_e (cm)	Ancho efectivo de elementos planos atiesados que forman parte de secciones tipo 4.
A_p (cm ²)	Area del patín comprimido de una viga o trabe armada.	b_c (cm)	Ancho del patín de una columna.
A_r (cm ²)	Area de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta; área de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta.	C (adimensional)	Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión.

C_u (cm^6)	Constante de torsión por alabeo.	F_c (adimensional)	Factor de carga.
C_n (adimensional)	Coefficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de trabes armadas.	F_{EXX} (kg/cm^2)	Clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico.
C_v (adimensional)	Coefficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de trabes armadas.	F_{MB} (kg/cm^2)	Resistencia nominal del metal base (para diseño de soldadura).
C_1, C_2, C_3 (adimensionales)	Coefficientes numéricos que se utilizan en la determinación de la resistencia de columnas compuestas.	F_R (adimensional)	Factor de reducción de la resistencia.
C_1 (mm)	Incremento de la separación entre agujeros sobredimensionados o alargados.	F_{my} (kg/cm^2)	Valor modificado del esfuerzo de fluencia que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas.
C_2 (mm)	Incremento de la distancia al borde en agujeros sobredimensionados o alargados.	F_s (kg/cm^2)	Resistencia nominal del metal de un electrodo.
D (cm)	Diámetro exterior de un tubo; peralte total de una sección H utilizada como columna.	F_u (kg/cm^2)	Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.
d (cm)	Peralte de una sección; distancia entre centros de montantes de una columna armada; diámetro nominal de un remache o tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre.	F_y (kg/cm^2)	Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.
d_c (cm)	Peralte del alma de una sección I medido entre los puntos donde comienzan las curvas o las soldaduras que la unen con los patines; peralte total de una columna.	F_{yat} (kg/cm^2)	Esfuerzo de fluencia del acero de atiesadores.
d_v (cm)	Peralte total de una viga.	F_{yc} (kg/cm^2)	Esfuerzo de fluencia del acero de una columna.
E (Kg/cm^2)	Módulo de elasticidad del acero ($2\ 040\ 000\ \text{kg}/\text{cm}^2$).	F_{yr} (kg/cm^2)	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta o de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta.
E_c (kg/cm^2)	Módulo de elasticidad del concreto.	F_{yv} (kg/cm^2)	Esfuerzo de fluencia del acero de una viga.
E_m (kg/cm^2)	Valor modificado del módulo de elasticidad que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas.	f (kg/cm^2)	Esfuerzo de compresión en un elemento plano atiesado, basado en las propiedades geométricas empleadas para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.
FA (adimensional)	Factor de amplificación para análisis de segundo orden.	f_a (kg/cm^2)	Esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño.
		f_c^* (kg/cm^2)	Resistencia nominal del concreto en compresión.

f'_c (kg/cm ²)	Resistencia especificada del concreto en compresión.	L (cm)	Longitud libre de una columna, entre secciones soportadas lateralmente; distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente; altura de un entrepiso.
f_t (kg/cm ²)	Esfuerzo de tensión en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño.		
f_v (kg/cm ²)	Esfuerzo cortante en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño.	L_c (cm)	Longitud de una canal utilizada como conector de cortante en construcción compuesta.
G (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (784 000 kg/cm ²).	L_p (cm)	Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.
g (cm)	Separación transversal centro a centro entre agujeros (gramil).	L/r (adimensional)	Relación de esbeltez de un miembro en tensión; relación de esbeltez de atiesadores colocados en puntos de trabes armadas en los que haya fuerzas concentradas.
h (cm)	Peralte del alma de una viga o trabe armada (distancia libre entre patines).		
h_c (cm)	Peralte del alma de una columna, medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines.	L_r (cm)	Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión que separa los intervalos de aplicación de las ecs. 3.3.7, 3.3.8 y 3.3.10.
I (cm ⁴)	Momento de inercia.		
J (cm ⁴)	Constante de torsión de Saint Venant.	L_u (cm)	Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación.
K (adimensional)	Factor de longitud efectiva de columnas.		
KL/r (adimensional)	Relación de esbeltez de una columna.	I (cm)	Longitud de aplastamiento.
$(KL/r)'_c$, $(KL/r)_c^*$ (adimensionales)	Relaciones de esbeltez de columnas comprimidas axialmente que separan los intervalos de pandeo elástico e inelástico.	M (kgcm)	Momento flexionante en el punto de aplicación de una carga concentrada (para el cálculo de conectores de cortante); momento de diseño de un montante de una columna armada.
k (adimensional)	Coefficiente que interviene en el cálculo de la resistencia al cortante de almas de vigas y trabes armadas.	M_1 (kgcm)	El menor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida.
k (cm)	Distancia de la cara exterior del patín a la terminación de la curva o de la soldadura de unión con el alma.	M_2 (kgcm)	El mayor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida.

M_D (kgcm)	Momento flexionante de diseño.	M_{pv} (kgcm)	Momento plástico resistente de una viga.
M_R (kgcm)	Resistencia de diseño en flexión.		
M_{RX}, M_{RY} (kgcm)	Resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.	M_{px}, M_{py} (kgcm)	Momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.
M_{ti} (kgcm)	Momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables en los extremos.	M_u (kgcm)	Momento resistente nominal de una sección.
		M_{ucx}, M_{ucy} (kgcm)	Momentos resistentes de diseño de columnas flexionadas en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por compresión y por posible pandeo lateral.
M_{tp} (kgcm)	Momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables en los extremos.		
		M_{uox}, M_{uoy} (kgcm)	Momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión.
M_{c_1} (kgcm)	Parte del momento M_u que proviene de la resistencia de la sección a la torsión de Saint Venant.		
M_{c_2} (Kgcm)	Parte del momento M_u que proviene de la resistencia de la sección a la torsión por alabeo.		
		M_{uox}^*, M_{uoy}^* (kgcm)	Momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida.
M_{in} (kg cm)	Momento resistente de diseño de una sección H flexionada alrededor del eje X.		
		M_y (kgcm)	Momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección.
M_u (kgcm)	Momento resistente nominal de una sección compuesta.		
M_{ou} (kgcm)	Momento máximo entre apoyos de un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales.	N (cm)	Longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una carga concentrada en una viga.
		n (adimensional)	Coefficiente que aparece en la ec. 3.2.1, para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos; número de planos paralelos en los que están colocados los montantes de columnas armadas; número de conectores de cortante necesarios entre una sección de momento máximo y otra de momento nulo.
M_p (kgcm)	Momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión.		
M_{pcx}, M_{pcy} (kgcm)	Momentos resistentes de diseño alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de la sección transversal de una barra flexocomprimida, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo.	P (kg)	Fuerza de diseño transmitida por un remache o tornillo.

P_E (kg)	Carga crítica nominal de pandeo elástico.	Q_s (adimensional)	Factor de reducción de la resistencia en compresión de elementos planos no atiesados que forman parte de secciones tipo 4.
P_{EX}, P_{EY} (kg)	Cargas críticas nominales de pandeo elástico alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.	R (kg/cm)	Rigidez de entrepiso.
P_R (kg)	Fuerza cortante de diseño en el extremo de una viga dividida entre el número de remaches o tornillos que la transmiten.	R (cm)	Radio de una barra o placa doblada en la que se deposita soldadura.
P_{cr} (kg)	Carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral de un entrepiso.	R_N (kg)	Resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H.
P_v (kg)	Valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto.	R_v (kg)	Resistencia nominal en cortante del alma de una viga sujeta a fuerzas axiales y cortantes elevadas.
P_{pv} (kg)	Fuerza que transmite a la columna uno de los patines de la viga, o la placa horizontal ligada a él, en una conexión viga-columna.	R_c (kg)	Resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial.
P_u (kg)	Fuerza axial de diseño que obra sobre una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en flexotensión; fuerza axial de diseño en una barra en tensión.	R_n (kg)	Resistencia nominal por aplastamiento.
		R_t (kg)	Resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión.
		r (cm)	Radio de giro.
P_y (kg)	Carga axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material.	S (cm ³)	Módulo de sección elástico.
		S_e (cm ³)	Módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4 y está compuesto por elementos planos atiesados.
p (adimensional)	Coefficiente que vale $P_u/F_R P_y$.		
Q (adimensional)	Factor de reducción de las fuerzas sísmicas; factor de pandeo local.	s (cm)	Separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos (en la dirección en que se transmiten las fuerzas).
Q_a (adimensional)	Cociente del área efectiva de una sección tipo 4 entre su área total.	T (cm)	Grueso de la pared de un tubo.
Q_n (kg)	Resistencia nominal de un conector de cortante.	T_b (kg)	Fuerza de pretensión en un tornillo de alta resistencia.

T_u (kg)	Fuerza de tensión de diseño en un tornillo de alta resistencia.	Y (adimensional)	Cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma de una trabe armada entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atiesadores.
t (cm)	Grueso de un elemento plano; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga-columna.	Z (cm ³)	Módulo de sección plástico.
t_a (cm)	Grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante.	Z _c (cm ³)	Módulo de sección plástico de una columna.
t_e (cm)	Grueso del alma de una columna.	Z _v (cm ³)	Módulo de sección plástico de una viga.
t_p (cm)	Grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H.	Z _x , Z _y (cm ³)	Módulos de sección plásticos para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.
t_{pc} (cm)	Grueso del patín de una columna.	α (adimensional)	Exponente que aparece en la ecuación de interacción 3.4.1.
t_v (cm)	Grueso del patín de una viga o de la placa con la que se conecta a una columna.	β (adimensional)	Exponente que aparece en la ecuación de interacción 3.4.6.
U (adimensional)	Coefficiente de reducción del área; se utiliza para calcular el área neta efectiva.	δ_o (cm)	Deflexión máxima entre apoyos de un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales.
V (kg)	Fuerza cortante de diseño de los montantes de una columna armada.	λ (adimensional)	Parámetro de esbeltez de una columna, que vale
V _D (kg)	Fuerza cortante de diseño.	$(KL/r) \sqrt{(F_y/\pi^2 E)}$	
V _N (kg)	Resistencia nominal al cortante.	Δ_{OH} (cm)	Desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan un entrepiso.
V _R (kg)	Resistencia de diseño al cortante.	ΣH (kg)	Fuerza cortante de diseño en un entrepiso.
W _u (kg)	Suma de las cargas verticales de diseño que obran en las columnas de un entrepiso de una estructura.	ΣP_u (kg)	Suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas de un entrepiso.
X _r (adimensional)	Coefficiente que se utiliza en las ecs. 3.3.14 y 3.3.16.	ΣP_E (kg)	Suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas de un entrepiso, en la dirección que se esté analizando.
X _u (adimensional)	Coefficiente que se utiliza en las ecs. 3.3.13 y 3.3.15.	ΣP_y (kg)	Suma de fuerzas axiales que ocasionarían la plastificación de todas las columnas de un entrepiso.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En esta parte se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero y otros metales.

1.2 Criterios de diseño

El dimensionamiento se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195 del mencionado Título Sexto.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de reducción F_R correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

En los casos en que los efectos geométricos de segundo orden influyan significativamente en la respuesta de la estructura, las fuerzas y momentos internos de diseño deben obtenerse multiplicando las acciones nominales por los factores de carga antes de efectuar el análisis, el que se lleva a cabo con las acciones nominales factorizadas.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los dos tipos básicos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras del tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

Las estructuras del tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

Las estructuras del tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .
- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento

to correspondiente a la ruptura no debe ser menor de veinte por ciento.

- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 (inciso 2.3.1).
- d) Los miembros están contraventados lateralmente de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.2.1.
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionadas por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la Sección 2.3 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_p (Inciso 3.3.2. 1a) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas tipo 4.

Las estructuras del tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en marcos principales si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos, o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

2. PROPIEDADES GEOMETRICAS

2.1 Areas de las secciones transversales

2.1.1 Generalidades

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal, y el área neta, A_n , es la que se

obtiene al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

El área total A_t es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

2.1.2 Area neta

El área neta de un miembro se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

- a) En el cálculo del área neta de barras en tensión, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Para determinar el área neta en cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.
- b) Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- c) Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso de éste.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

2.1.3 Area neta efectiva

El área neta efectiva de miembros sujetos a tensión axial se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches, tornillos o soldaduras colocados en todas ellas, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n .

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_n \quad (2.1.1)$$

A_n es el área neta del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_t \quad (2.1.2)$$

A_t es el área total del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

Los valores de U serán los que se indican a continuación, excepto cuando por medio de pruebas u otros criterios reconocidos se demuestre que pueden utilizarse valores más grandes.

- a) Secciones laminadas H o I con patines de ancho no menor que $\frac{2}{3}$ del peralte y tés estructurales obtenidas de ellas, conectadas por los patines; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.90$.
- b) Secciones laminadas H o I que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, tés estructurales obtenidas de ellas y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.85$.
- c) Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.75$.

- d) Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales por medio de soldaduras de filete o de penetración, cuando la separación transversal entre las soldaduras exceda de 20 cm: $U = 0.70$.

2.1.4 Placas de unión

En el diseño de placas que forman parte de juntas remachadas o atornilladas sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se utilizará el área neta calculada de acuerdo con el inciso 2.1.2, pero esa área neta no se tomará mayor que el 85 por ciento del área total, aunque el cálculo arroje un valor más elevado.

2.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez

En esta cláusula se especifican requisitos de carácter general para asegurar la estabilidad de la estructura en conjunto y la de cada uno de sus elementos.

2.2.1 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva KL y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y K es el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica más adelante. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L , y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

2.2.2 Factor de longitud efectiva

En la determinación del factor de longitud efectiva K deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos. Se consideran tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente.

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de armaduras se encuentran en este caso.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos.

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que formen parte de estructuras regulares, cuando el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior, dividido entre la altura total del entrepiso, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él. En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura. Cuando los desplazamientos son producidos por sismo, se calculan multiplicando por el factor de comportamiento sísmico Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente por medio de marcos contraventeados, muros, o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contravientos, suelen estar en este caso.

El factor de longitud efectiva K debe tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado.

En el Comentario de estas Normas Técnicas se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados del factor K aplicables en este caso.

c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos.

Esos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando los desplazamientos exceden el límite indicado en b. Suelen estar en este caso las columnas de edificios cuya estabilidad lateral depende exclusivamente

de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

El factor de longitud efectiva K , que es siempre mayor que 1.0, debe determinarse utilizando un método racional.

En el Comentario de estas Normas Técnicas se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados aplicables en este caso.

2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Si el miembro en tensión es una varilla no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarla para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

2.2.4 Marcos contraventeados

El sistema vertical de contraventeo de una construcción de varios pisos debe ser adecuado para:

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.
2. Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto $P\Delta$), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez adecuada, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

Al estudiar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse que las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados forman una armadura vertical en voladizo, con uniones articuladas, y deben tenerse en cuenta sus cambios de longitud.

Las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y

horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85 P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia del acero.

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se diseñarán como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

2.2.5 Marcos sin contraventeo

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño. La fuerza axial en las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75 P_y$.

2.3 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

2.3.1 Clasificación de las secciones

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma

continua; además, si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría. Las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipos de sección son los siguientes:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2. Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3. Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4. Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En los miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

2.3.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tres primeros tipos de secciones definidos arriba no deben exceder los valores de la Tabla 2.3.1, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

2.3.3 Ancho

2.3.3.1 Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como sigue:

- a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos.

TABLA 2.3.1 VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES	-----	-----	$640/\sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	-----	-----	$800/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	-----	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN FLEXION	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREFLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS, ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRESIONADAS	$\text{Si } P_u/P_y \leq 0.28, (2)$ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1-1.4 P_u/P_y)$ $\text{Si } P_u/P_y > 0.28,$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\text{Si } P_u/P_y \leq 0.15,$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ $\text{Si } P_u/P_y > 0.15,$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1-0.371 P_u/P_y)$	$\text{Si } P_u/P_y \leq 0.15,$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ $\text{Si } P_u/P_y > 0.15,$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1-0.598 P_u/P_y)$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000/F_y$	$184000/F_y$	$235000/F_y$

(1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

(2) P_u es la fuerza axial de diseño.

(3) Ver 2.3.5.

- b) En alas de ángulos, patines de canales y zetas, y almas de tés, la dimensión nominal total.
- c) En patines de secciones I, H y T, la mitad de la dimensión nominal total.
- d) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

2.3.3.2 Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como se indica a continuación:

- a) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.
- b) En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- c) En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines.
- d) En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

2.3.4 Grueso

En elementos de grueso uniforme éste se toma igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

2.3.5 Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

2.3.6 Secciones tipo 4 (esbeltas)

2.3.6.1 Elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.4.

- a) Para ángulos aislados:

$$\begin{aligned} \text{Si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s \\ = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } b/t \geq 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s \\ = 1\,090\,000 / [F_y (b/t)^2] \end{aligned} \quad (2.3.2)$$

- b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y travesaños armados:

$$\begin{aligned} \text{Si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s \\ = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \end{aligned} \quad (2.3.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s \\ = 1\,400\,000 / [F_y (b/t)^2] \end{aligned} \quad (2.3.4)$$

2.3.6.2 Elementos planos atiesados

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e .

a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con paredes de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \times \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.6)$$

En las ecuaciones anteriores:

b = ancho del elemento comprimido (inciso 2.3.3)

b_e = ancho efectivo reducido

t = grueso del elemento comprimido

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

En las ecuaciones (2.3.1) a (2.3.6) los esfuerzos F_y y f deben tomarse en kg/cm^2 , y las dimensiones de las placas, b y t , en cm ; Q_s es un número abstracto y b_e se obtiene en cm .

El factor de área Q_a es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos ($b \cdot b_e$) t de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

2.3.6.3 Secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de miembros cuya sección transversal contiene elementos planos no atiesados y elementos planos atiesados interviene el factor $Q = Q_s Q_a$. El esfuerzo f que se utiliza en la ec. 2.3.5 o 2.3.6 para calcular el ancho efectivo b_e de los elementos planos atiesados no tiene que ser mayor que el

producto $Q_s F_y$ donde Q_s , que se calcula con la ec. 2.3.3 o la 2.3.4, corresponde al elemento no atiesado que tiene la mayor relación b/t .

3. RESISTENCIA

En este capítulo se proporcionan fórmulas y recomendaciones para determinar la resistencia de diseño de miembros de acero estructural y de miembros compuestos, formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado o con recubrimientos o rellenos de este material, sometidos a las solicitaciones más comunes en estructuras reticulares.

3.1 Miembros en tensión

Esta sección es aplicable a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

3.1.1 Estados límite

Para el diseño de miembros en tensión se considerarán los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

3.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecs. 3.1.1 y 3.1.2. Tomando A_t y A_e en cm^2 y F_y y F_u en kg/cm^2 , F_R se obtiene en Kg .

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$F_R = 0.90 \quad (3.1.1)$$

$$R_t = A_t F_y F_R$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$F_R = 0.75 \quad (3.1.2)$$

$$R_t = A_e F_u F_R$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro, A_c el área neta efectiva, calculada de acuerdo con 2.1.3, F_y el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todos los elementos que componen su sección transversal, el área neta efectiva de la ec. 3.2.1 es igual al área total. Si hay agujeros entre las conexiones soldadas de los extremos del elemento, o si las conexiones contienen soldaduras de tapón o de ranura, en esa ecuación se usa el área neta efectiva a través de los agujeros.

3.2 Miembros en compresión

Esta sección es aplicable a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

3.2.1 Estados límite

Para el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 se considerará el estado límite de inestabilidad por flexión; en secciones tipo 4 se considerará, además, el estado límite de pandeo local. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o las formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta también los estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión.

En columnas compuestas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se considerarán los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

3.2.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina con alguna de las ecs. 3.2.1 a 3.2.6. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límite pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño. Si la sección transversal es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño se determina como se indica en el inciso 3.2.2.1; si es tipo 4, se siguen las recomendaciones del inciso 3.2.2.2.

Tomando A_t en cm^2 y F_y en kg/cm^2 , las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.6 proporcionan R_c en kg.

3.2.2.1 Estado límite de pandeo por flexión

a) Miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca.

$$F_R = 0.90 \quad (3.2.1)$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} \quad A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

A_t es el área total de la sección transversal de la columna.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.1: $n = 1.4$

Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.1.: $n = 1.0$

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3 500 kg/cm^2 o más, pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a).

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} \quad A_t F_R \quad (3.2.2)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y} \quad (3.2.3)$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $(KL/r)_c$ el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

3.2.2.2 Estado límite de pandeo local

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c^* , R_c = \frac{20\ 120\ 000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (3.2.4)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c^* , R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \quad (3.2.5)$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} ; F_R = 0.75$$

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 no deben ser mayores que los obtenidos con la ec. 3.2.1 multiplicados por el factor Q.

El área A_t y el radio de giro r de las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 son los de la sección transversal total.

Q es un factor de pandeo local dado por:

$$Q = Q_s Q_a$$

Q_s y Q_a se calculan como se indica en 2.3.6; Q_s corresponde al elemento plano no atiesado que tiene la mayor relación b/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados Q_s se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados Q_a se toma igual a la unidad.

Columnas tubulares de sección transversal circular.

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos del inciso 2.3.2, pero cuya relación diámetro/grueso de paredes no excede de $914\ 000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecs. 3.2.4 y 3.2.5, con $Q = 1.0$, y por la expresión:

$$R_c = \left(\frac{77\ 300}{\sqrt{1}} - \frac{2F_y}{3} \right) A_t F_R \quad (3.2.6)$$

D es el diámetro exterior del tubo y T el grueso de la pared, los dos en la misma unidad de longitud; $F_R = 0.70$.

3.2.2.3 Estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión.

En miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las formadas por placas muy delgadas, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión. Los procedimientos para hacer la revisión no se incluyen en estas normas.

3.3 Miembros en flexión (vigas y travesaños)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a travesaños formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

3.3.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.

Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.

Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.

Pandeo local del patín comprimido.

Pandeo local del alma, producido por flexión.

Plastificación del alma por cortante.

Pandeo local del alma por cortante.

Tensión diagonal en el alma.

Pandeo lateral por flexotorsión.

Flexión y fuerza cortante combinados.

Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.

Fatiga.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes.

3.3.2.1 Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico.

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \quad (3.3.1)$$

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación. Se calcula con alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se calcula como sigue:

Secciones I.

$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211\,000 r_y}{F_y} \quad (3.3.3)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre puntos no soportados lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de la cláusula 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

En las expresiones anteriores,

M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_p , es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro en flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración.

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$, calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de

$$830/\sqrt{F_y} \text{ y } 540/\sqrt{F_y}.$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000/\sqrt{F_y} \text{ y } 5000/\sqrt{F_y},$$

correspondientes a $F_R M_y$ y $F_R M_p$, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 o 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.3.1 o 3.3.4.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con 2.3.1, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y las almas sean tipo 4, el valor de M_R se obtendrá de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y los patines son tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados,

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y \quad (3.3.5)$$

Q_s se define en 2.3.6.

2. Si el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados,

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (3.3.6)$$

S_e , módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido, determinado de acuerdo con 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Si el valor de M_R calculado con alguna de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 es mayor que el dado por la ec. 3.3.4, éste será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores,

$$F_R = 0.90$$

$$Z = \text{módulo de sección plástico.}$$

$$S = \text{módulo de sección elástico.}$$

$$S_e = \text{módulo de sección elástico efectivo.}$$

$$M_p = Z F_y = \text{momento plástico resistente de la sección.}$$

$$M_y = S F_y = \text{momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia.}$$

3.3.2.2 Miembros no soportados lateralmente

$$(L > L_u).$$

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$S_1 M_u > \frac{2}{3} M_p,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right),$$

$$\text{pero no mayor que } F_R M_p \quad (3.3.7)$$

$$S_1 M_u \leq (2/3) M_p, \quad M_R = F_R M_u \quad (3.3.8)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\eta}{CL} \sqrt{E I_y GJ + \left(\frac{\eta E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

$$= \frac{\eta E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\eta}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.9)$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (3.3.10)$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EAt}{(L/r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 EAd}{(L/r_y)^2} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores F_R es el factor de resistencia, que vale 0.90, A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, I_y y r_y su momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma, t el grueso de patín comprimido, L la separación entre puntos de ese patín fijos lateralmente, J y C_a las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección y C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p (no se exige capacidad de rotación), y L_r la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecs. 3.3.7 y 3.3.8 (la ec. 3.3.7 es válida para $L \leq L_r$ y la 3.3.8 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_r} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.14)$$

E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2 040 000 kg/cm² y 784 000 kg/cm², respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} = 3.220 X_r, \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}}$$

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.15)$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.16)$$

donde

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22 X_r, \quad X_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

d es el peralte de la sección y t el grueso de patín comprimido.

Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.3.17)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.3.18)$$

b) Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (3.3.19)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 o 3.3.6 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y,$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.3.20)$$

M_u se calcula con la ec. 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecs. 3.3.10 a 3.3.12. Estas tres ecuaciones pueden emplearse también para las canales, haciendo en ellas $M_{c2} = 0$.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecs. 3.3.13 a 3.3.18, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecs. 3.3.17 y 3.3.18 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 y las almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_u = 0$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante.

Este artículo se aplica al alma (o almas, en el caso de

miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es,

$$V_R = V_N F_R \quad (3.3.21)$$

$F_R = 0.90$ y V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

$$\text{a) Si } \frac{h}{t} < 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_a \quad (3.3.22)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$\text{b) Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.23)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si

$$1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

se consideran dos casos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.24)$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.25)$$

$$d) \text{ Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

se consideran dos casos:

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1 \ 845 \ 000 \ k}{(h/t)^2} A_a \quad (3.3.26)$$

d2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1 \ 845 \ 000 \ k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.670}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.27)$$

Para poder tomar como estado límite la falla por tensión diagonal (ecs. 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores A_a es el área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d ; h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); " a " la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la ec. 3.3.28. d , h y t se toman en cm, y V_N se obtiene en kg. Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.3.28)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D/M_D está comprendido entre los límites

$$(1.33 V_R/M_R) \geq V_D/M_D \geq (0.6 V_R/M_R),$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

M_R es la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el inciso 3.3.2.1 o 3.3.2.2, V_R la resistencia de diseño al cortante, inciso 3.3.3, y M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

3.4 Miembros flexocomprimidos

En esta sección se estudia el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras "columna" o "elemento flexocomprimido".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares".

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere sustancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes,

o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra.

La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones fabriles.

En los incisos 3.4.3 y 3.4.4 se indica cómo dimensionar columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

3.4.1 Métodos de análisis y diseño

Los elementos mecánicos de diseño pueden obtenerse por medio de un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en el que se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, cuando sean significativos, la influencia de la fuerza axial en las rigideces y factores de transporte de las columnas y en los momentos de empotramiento, así como los efectos de la plastificación parcial de la estructura. Toda estructura puede analizarse utilizando cualquiera de los dos métodos indicados. En el inciso 3.4.3.5 se da un procedimiento aproximado para efectuar el análisis de segundo orden de estructuras regulares.

Los factores que no se consideran en el análisis se incluyen, de manera indirecta, en las fórmulas de diseño, por lo que los métodos de diseño de elementos flexocomprimidos dependen del tipo de análisis que se haya efectuado. La dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis.

3.4.2 Estados límite

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.

— Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.

— Pandeo local.

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, de las características de las columnas.

3.4.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con la ec. 3.4.1, 3.4.4 o 3.4.5, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con la ec. 3.4.6, 3.4.9 o 3.4.10. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

Como una alternativa, las columnas que forman parte de estructuras regulares pueden dimensionarse como se indica en el inciso 3.4.4 para estructuras regulares.

3.4.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{oux}}{M_{pcx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^{\alpha} < 1.0 \quad (3.4.1)$$

M_{pex} y M_{pey} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo; para secciones I o H se calculan con las ecuaciones:

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px} \quad (3.4.2)$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py} \quad (3.4.3)$$

Cuando la sección es en cajón, cuadrada, los dos momentos, M_{pcx} y M_{pcy} , se determinan con la ec. 3.4.2.

El exponente α tienen alguno de los valores siguientes:

$$\text{Secciones H} \quad \alpha = 1.60 - p/2L_n p$$

$$\text{Secciones en cajón, cuadradas} \quad \alpha = 1.70 - p/2L_n p$$

$$\text{Cualquier otra sección,} \quad \alpha = 1.0$$

$$F_R = 0.90$$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con 3.4.3.3, a o b.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$F_y = A_t F_y$ es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .

$$p = P_u / F_R P_y$$

L_n indica logaritmo natural.

Si se toma $\alpha = 1.0$, la ec. 3.4.1 se transforma en:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.4.4)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce α , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la ec. 3.4.1, aunque se conozca el valor de α .

b) Secciones tipos 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.4.5)$$

M_{Rx} y M_{Ry} se calculan como se indica en 3.3.2.1, b) y c), y las otras cantidades que aparecen en la ecuación se han definido arriba.

3.4.3.2 Revisión de la columna completa.

a) Secciones tipos 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.4.6)$$

M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las ecuaciones:

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.7)$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.8)$$

El exponente β tiene alguno de los valores siguientes:

Secciones H

$$\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0, \text{ para } B/D \geq 0.3 \\ = 1.0, \text{ para } B/D < 0.3$$

Secciones en cajón, cuadradas

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 \geq 1.4$$

Cualquier otra sección $\beta = 1.0$

D es el peralte total de la sección, y B el ancho de los patines.

$$F_R = 0.90$$

P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño, calculados de acuerdo con 3.4.3.3, a o b. En la ec. 3.4.6, lo mismo que en las ecs. 3.4.9 y 3.4.10, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes x y y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje x ; se calcula como se indica en 3.3.2, o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H):

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{(L/ry)\sqrt{F_y}}{26\,500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

Si la columna está soportada lateralmente en forma continua, o está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , dada por alguna de las ecs. 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17, cuando no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p , ecs. 3.3.2 o 3.3.3, cuando sí se requiere capacidad de rotación, M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$.

R_c , resistencia de diseño en compresión, se determina de acuerdo con el inciso 3.2.2.

Si se toma $\beta = 1.0$, la ec. 3.4.6 se transforma en:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.4.9)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce β , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la ec. 3.4.6, aunque se conozca el valor de β .

b) Secciones tipos 3 y 4

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.4.10)$$

M_{Rx} y M_{Ry} se calculan de acuerdo con el inciso 3.3.2.

3.4.3.3. Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^* .

a) ANALISIS DE PRIMER ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (3.4.11)$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (3.4.12)$$

En la ec. 3.4.11, M_{ti} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ec. 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

En la ec. 3.4.11, M_{tp} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

El segundo miembro de la ec. 3.4.12 se calcula en los dos extremos de la columna, y M_{uo}^* es el mayor de los dos valores.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por fuerza horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras regulares provistas de contraventeos o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan desprejarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (ver inciso 2.2.2b), desaparece el término $B_2 M_{tp}$ de las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

B_1 y B_2 son factores de amplificación de los momentos; se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{P} \frac{1}{1 - \frac{u}{F_R P E}} \geq 1 \quad (3.4.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P}{F_R (\sum P E)}} \quad (3.4.14)$$

o, alternativamente,

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_{OH}}{F_R (\sum H)L}} \quad (3.4.15)$$

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

I. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

II. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos:

$$C = 1 + \chi \cdot \frac{P_u}{P_E}, \quad \text{donde } \chi = \frac{\eta^2 \delta_o EI}{M_{ou} L^2} - 1$$

δ_o es la deflexión máxima y M_{ou} el momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, 0.85; si no lo están, 1.00.

$$P_E = A_t \eta^2 E / (\kappa I / r)^2;$$

L es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, r es el radio de giro correspondiente, y K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

En la ec. 3.4.13 se calcula la carga P_E con un coeficiente K que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, mientras que en la ec. 3.4.14 se usa un coeficiente K determinado teniendo en cuenta que la columna forma parte de un marco en el que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

$\sum P_E$ = suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando.

$\sum P_u$ = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración.

Δ_{OH} = desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

$\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando).

L = altura del entrepiso.

ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES ÚNICAMENTE. En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{tp} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (la única excepción la constituyen las estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que las cargas verticales pueden ocasionar desplazamientos laterales de entrepiso significativos).

Si se demuestra que el pandeo de conjunto de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, no es crítico, B_2 vale cero y P_E se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0. Si no se estudia el pandeo de conjunto, o si éste es crítico, los momentos de diseño son iguales a

$$M_{uo} = M_{ti}$$

$$M_{uo}^* = B_2 M_{ti}$$

B_2 se calcula con la ec. 3.4.14.

Se considerará que el pandeo de conjunto de un entrepiso no es crítico cuando el cociente P_{cr}/P_u sea igual o mayor que 2.5. P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso y $\sum P_u$ es la suma de las fuerzas axiales de diseño de todas las columnas de dicho entrepiso.

En el inciso 3.4.3.4 b se da un procedimiento aproximado para calcular la carga crítica de entrepisos de estructuras regulares.

b) ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2b, que pueden desprejiciarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{ou} = M_{ti} + M_{tp} \quad (3.4.16)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.4.17)$$

Todas las cantidades que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecs. 3.4.11 y 3.4.12, pero P_E se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0.

En el inciso 3.4.3.5 se da un procedimiento aproximado para evaluar los efectos de segundo orden en estructuras regulares.

3.4.3.4 Determinación de cargas críticas

La carga crítica de estructuras regulares puede determinarse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura que suele preceder a la falla por pandeo. Puede emplearse métodos basados en el uso del factor de longitud efectiva (inciso 2.2.2).

Sin embargo, cuando se desee conocer la carga crítica de un entrepiso, pueden utilizarse las fórmulas aproximadas siguientes:

$$\text{Si } P_{cr} < \frac{\sum P_y}{2}, \quad P_{cr} = F_R \frac{RL}{1.2} \quad (3.4.18)$$

$$\text{Si } P_{cr} > \frac{\sum P_y}{2}, \quad P_{cr} = F_R \frac{\sum P_y}{1 - \frac{0.3 \sum P_y}{RL}} \quad (3.4.19)$$

P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso en estudio.

$\sum P_y = \sum A_i F_y$ es la suma de las fuerzas axiales que, obrando por sí solas, ocasionarían la plastificación de todas las columnas del entrepiso.

$$F_R = 0.9$$

R es la rigidez del entrepiso, definida como la fuerza cortante en el entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, producido por la fuerza cortante mencionada, determinada por medio de un análisis elástico de primer orden.

L es la altura del entrepiso.

En el cálculo de R deben incluirse todos los marcos, muros y contraventeos que forman parte del entrepiso y contribuyen a su rigidez lateral en la dirección analizada, y P_y corresponde a todas las columnas consideradas al calcular R .

3.4.3.5 Análisis de segundo orden

El análisis de segundo orden de estructuras regulares debe hacerse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1.

Una manera aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas cuyo diseño quede regido por la combinación de cargas verticales y horizontales consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencional de primer orden, y en multiplicar los momentos ocasionados por las cargas horizontales por el factor de amplificación FA :

$$FA = 1 + \frac{W_u/L}{(R/Q) - 1.2 \frac{W_u}{L}} \quad (3.4.20)$$

Los momentos finales de segundo orden se obtienen sumando los de carga vertical de primer orden con los producidos por cargas horizontales amplificadas.

W_u es la suma de las cargas de diseño muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por los factores de carga correspondientes a la combinación de acciones en estudio), acumuladas desde el extremo superior de la estructura hasta el entrepiso considerado.

Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo. En diseño por viento se tomará $Q = 1.0$.

R es la rigidez del entrepiso en estudio.

Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

Cuando los elementos mecánicos de diseño se evalúan con un análisis de segundo orden, las columnas deben revisarse de acuerdo con 3.4.3.3 b, puesto que ya se han incluido en el análisis los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de sus extremos.

3.4.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras irregulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

3.4.4.1 Revisión de las secciones extremas

a) SECCIONES TIPOS 1 Y 2.

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.4.

b) SECCIONES TIPOS 3 Y 4.

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.5.

3.4.4.2 Revisión de la columna completa

a) SECCIONES TIPO 1 Y 2.

Debe satisfacerse la ecuación 3.4.9.

b) SECCIONES TIPOS 3 Y 4.

Debe cumplirse la ecuación 3.4.10.

3.4.4.3 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

a) ANALISIS DE PRIMER ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.4.21)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.4.22)$$

En la ec. 3.4.21, M_{ti} y M_{tp} tienen el mismo significado que en la ec. 3.4.11, y en la ec. 3.4.22 significan lo mismo que en la ec. 3.4.12. B_1 está dado por la ec. 3.4.13.

Los literales que aparecen en la ec. 3.4.13 conservan sus significados, pero los valores indicados para C sólo son aplicables a columnas que formen parte de marcos contraventeados adecuadamente; en caso contrario se tomará $C = 0.85$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K, necesario para evaluar B_1 y R_c en las ecs. 3.4.9 y 3.4.10, se tendrá en cuenta si la estructura está, o no, contraventeada adecuadamente.

b) ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, los momentos de diseño se determinan con las ecs. 3.4.21 y 3.4.22, pero ahora C tiene el valor indicado con relación a la ec. 3.4.13 y P_E se determina con un factor de longitud efectiva K menor o igual que 1.0, lo mismo que R_c en las ecs. 3.4.9. y 3.4.10.

3.5 Miembros en flexotensión

En esta sección se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

3.5.1 Estados límite

Son los correspondientes a miembros en tensión (inciso 3.1.1), a miembros en flexión (inciso 3.3.1) o a la combinación de las dos sollicitaciones. Los estados límite de

pandeo, local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños en comparación con los ocasionados por la flexión o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

3.5.2 Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión y que cumplen los requisitos de 3.5, deben dimensionarse de manera que satisfagan la condición:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.5.1)$$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la barra y los momentos de diseño en la sección considerada.

R_t es la resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con la sección 3.1.

M_{Rx} y M_{Ry} son las resistencias de diseño en flexión, calculadas como se indica en la sección 3.3.

En lugar de utilizar la fórmula 3.5.1 el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

3.6 Construcción compuesta

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material. Se tratan en ella columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas remachadas, atornilladas o soldadas, o por tubos de acero, ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes de acero, ahogadas en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectadas de manera que los dos materiales trabajen en conjunto para resistir las solicitaciones.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

3.6.1 Miembros comprimidos

Son columnas compuestas las que están hechas con un perfil de acero, laminado o formado por placas, ahogado en concreto, o con un tubo de acero relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

3.6.1.1 Limitaciones

Para que un miembro comprimido pueda considerarse una columna compuesta ha de cumplir las condiciones siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil o tubo de acero es, cuando menos, el 4% del área de la sección transversal compuesta total.
- El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con estribos y barras longitudinales. Unos y otros deben colocarse con separaciones no mayores de $\frac{2}{3}$ de la dimensión menor de la sección transversal de la columna compuesta ni de 30 cm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman los refuerzos, longitudinal y transversal, no es menor de 0.09 cm² por cada 5 cm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 4 cm, medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera.
- Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f'_c , no es menor de 200 kg/cm² ni mayor de 500 kg/cm²; si es ligero tendrá una resistencia no menor de 300 kg/cm².
- El límite de fluencia del acero, tanto estructural como de refuerzo, no excede de 4 000 kg/cm².
- El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de concreto no es menor que $b\sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b , en secciones rectangulares o cuadradas, ni que $D\sqrt{F_y/8E}$ en secciones circulares de diámetro exterior D , ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y corresponde al acero del perfil tubular.

3.6.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecs.

3.2.1 a 3.2.5 de la sección 3.2, en las que se hacen las modificaciones siguientes:

a) A_t = área total de la sección transversal del elemento de acero estructural.

$$F_R = 0.85.$$

$$Q = 1.0.$$

r = radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.

b) F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m :

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.1)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.2)$$

En las expresiones anteriores,

A_c = área de concreto.

A_r = área de las barras de refuerzo longitudinales.

E = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. Para concretos de peso volumétrico normal (mayor o igual a 2 ton/m³) se supondrá igual a 10,000 $\sqrt{f'_c}$, en kg/cm². Para concretos ligeros se determinará de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular.

F_{yr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

f_c^* = resistencia nominal del concreto en compresión = 0.8 f'_c .

C_1, C_2, C_3 = coeficientes numéricos; para secciones tubulares rellenas de concreto, $C_1 = 1.0$, $C_2 = 0.85$, $C_3 = 0.4$; para perfiles ahogados en concreto, $C_1 = 0.7$, $C_2 = 0.6$, $C_3 = 0.2$.

3.6.1.3 Columnas con varios perfiles de acero

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales o placas interrumpidas, que satisfagan los requisitos aplicables de la sec. 4.2.

3.6.1.4 Transmisión de cargas

La parte de la resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente que corresponde al concreto debe ser desarrollada por contacto directo en las conexiones. Cuando el concreto de soporte es más ancho que la zona que recibe directamente la carga, en uno o más de sus lados, y su expansión lateral está restringida en los restantes, la resistencia máxima de diseño del concreto se toma igual a 1.7 $F_R f_c^* A_B$, donde $F_R = 0.70$ es el factor de resistencia para aplastamiento en el concreto y A_B es el área cargada.

3.6.2 Miembros en flexión

3.6.2.1 Hipótesis de diseño

Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección (secciones completamente plastificadas)

a) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta, se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor de

$$0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{o } (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$$

$$\text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2,$$

uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que el per-

fil de acero completo está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , en tensión o en compresión.

La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto. f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión, es igual a $0.8 f'_c$, donde f'_c es la resistencia en compresión especificada.

b) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión, se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_y , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo.

Distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad E del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y $0.85 f'_c$ respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

Construcción compuesta completa

Cuando los conectores de cortante se colocan en el número y con la resistencia suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta se dice que la viga trabaja en construcción compuesta completa. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Construcción compuesta parcial

Si la resistencia de los conectores a fuerza cortante es menor que la necesaria para la construcción compuesta

completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en esas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Vigas ahogadas en concreto

Puede suponerse que las vigas ahogadas por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectadas con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

1. El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior de la viga debe ser, como mínimo, de 5 cm.
2. El borde superior de la viga está, cuando menos, 4 cm debajo del borde superior y 5 cm encima del borde inferior de la losa.
3. El concreto que rodea la viga está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada viga es constante en toda su longitud, calculándola con el momento de inercia de la sección compuesta transformada correspondiente a la región de momento positivo.

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas dadas en 3.6.2.1.

3.6.2.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje de la viga, no debe exceder de la menor de las distancias siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia al borde de la losa.
- d) Ocho veces el grueso de la losa.

3.6.2.3 Resistencia de diseño de vigas con conectores de cortante

Cuando la losa forma parte del patín comprimido de la sección, la resistencia de diseño en flexión de la sección compuesta, $F_R M_n$, se determina como sigue:

- a) Para

$$h/t_a \leq 5366/\sqrt{F_y}, \quad F_R = 0.85, \quad \text{y } M_n,$$

que es el momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

- b) Para

$$h/t_a > 5366/\sqrt{F_y}, \quad F_R = 0.90, \quad \text{y } M_n$$

se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

h es el peralte del alma del perfil de acero y t_a su grueso.

Cuando la losa está ligada al patín de la viga que trabaja en tensión, la resistencia de diseño en flexión es la de la sección de acero, determinada de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3. Como una alternativa, esa resistencia puede tomarse igual a $F_R M_n$, donde $F_R = 0.85$ y M_n se determina con la suposición de que la sección compuesta está completamente plastificada. Para que pueda aplicarse este segundo método deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) La sección de la viga de acero es tipo 1 o 2 (inciso 2.3.1).

- b) En la zona de momento negativo la losa de concreto está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante.
- c) El acero de refuerzo paralelo a la viga, contenido en el ancho efectivo de la losa, satisface los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.6.2.4 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evaluará tomando $F_R = 0.90$ y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse tomando $F_R = 0.90$ y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

3.6.2.5 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiriera el 75% de su resistencia especificada, f'_c .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determinará de acuerdo con los requisitos de la sec. 3.3.

3.6.3 Resistencia de diseño en cortante

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.3. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

3.6.4 Flexocompresión

El diseño de miembros compuestos flexocomprimidos se efectuará con las ecs. 3.4.4, 3.4.9 y 3.4.11 a 3.4.15, en las que se harán las modificaciones siguientes:

M_n = resistencia nominal en flexión determinada suponiendo que la sección transversal compuesta está completamente plastificada, excepto en el caso que se indica abajo.

$P_E = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$, carga crítica nominal de pandeo elástico.

R_c = resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada como se indica en 3.2.2.

F_R = Factor de resistencia; en flexión se tomarán los valores dados en 3.6.2.3; en compresión, $F_R = 0.85$.

λ = parámetro de esbeltez de la columna definido en el inciso 3.2.2, calculado teniendo en cuenta los incisos 3.6.1.1 y 3.6.2.2.

Los valores de los coeficientes B_1 y B_2 dados por las ecs. 3.4.13 a 3.4.15 no se tomarán menores que la unidad.

Cuando el primer término de la ec. 3.4.9, que corresponde a la fuerza axial, es menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión M_n se determina por interpolación lineal entre la que corresponde a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, con $P_u / F_R R_c = 0.3$, y la calculada de acuerdo con el inciso 3.6.3 para $P_u = 0$.

En caso de requerirse, los conectores de cortante se colocarán cuando $P_u / F_R R_c$ sea menor que 0.3.

3.6.5 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza ("headed steel studs") soldados al patín de la viga de acero. Para utilizar conectores de otros tipos, véase el inciso 3.6.7.

1. Materiales

Los conectores de cortante serán canales de acero A36 laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 1800 kg/m³.

2. Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de vigas ahogadas en concreto, que se trata en 3.6.2.1, toda la fuerza cortante horizontal

que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante. Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se tomará igual al menor de los valores siguientes:

$$0.85 f_c^* A_c$$

$$A_s F_y$$

$$\Sigma Q_n$$

El último valor es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial.

f_c^* es la resistencia nominal del concreto en compresión, A_c el área efectiva de la losa de concreto, A_s el área de la sección transversal del perfil de acero, F_y el esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil, y ΣQ_n la suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo.

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se tomará igual al menor de los valores:

$$A_r F_{yr}$$

$$\Sigma Q_n$$

El segundo valor es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial.

A_r es el área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, F_{yr} su esfuerzo de fluencia mínimo especificado, y ΣQ_n la suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo negativo y de momento nulo

3. Resistencia de conectores de barra con cabeza

La resistencia nominal de un conector de barra con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, conforme a 3.6.5, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c} \leq A_{sc} F_u$$

A_{sc} es el área de la sección transversal del vástago del conector, f_c^* la resistencia nominal del concreto en compresión, F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector, y E_c el módulo de elasticidad del concreto, que puede calcularse como se indica en 3.6.1.2.

Si A_{sc} se toma en cm^2 y f_c^* , F_u y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kg.

4. Resistencia de conectores de cortante de canal

La resistencia nominal de una canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3 (t_p + 0.5 t_a) L_c \sqrt{f_c^* E_c}$$

t_p , t_a , y L_c son, respectivamente, el grueso del patín, el grueso del alma y la longitud de la canal. Si las dimensiones de la canal se toman en cm y f_c^* y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kg.

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

5. Número de conectores de cortante

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la subsección 2 de esta sección dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en la subsección 3 o 4 de esta sección.

6. Colocación y espaciado de los conectores de cortante

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o

negativo, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión M_n/M_{\max} , en la que M es el momento flexionante en el punto de aplicación de la carga concentrada y n el número de conectores necesarios entre la sección de momento máximo y la de momento nulo.

Los conectores deben tener, como mínimo, 2.5 cm de recubrimiento lateral de concreto. Excepto en los casos en que se coloquen exactamente sobre el alma de la viga, el diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso del patín al que se suelden.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de 4 diámetros en la dirección perpendicular a ese eje. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de 8 veces el grueso total de la losa.

3.6.6 Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de los incisos 3.6.1 a 3.6.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles constructivos se determinarán por medio de un programa adecuado de ensayos, aprobado por el Departamento.

3.7 Almas y patines con cargas concentradas

3.7.1 Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben tener características tales que satisfagan los requisitos de 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.5 que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico y al aplastamiento, y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas estén aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.6, referentes a resistencia y a pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes se aplicará la subsección 3.7.7, y para el de atiesadores de apoyo,

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de hacer que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, deberán cumplirse los requisitos de 3.7.2.

3.7.2 Flexión local de los patines

Este inciso se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella.

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.90$ y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 \frac{t_p^2 F_y}{p} \quad (3.7.1)$$

t_p es el grueso del patín en el que está aplicada la carga y F_y el esfuerzo de fluencia del acero con el que está hecho.

Si la fuerza exterior de diseño no excede del valor $F_R R_N$, donde R_N está dada por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, debe utilizarse un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15 b$, donde b es el ancho del patín, no es necesario revisar la ec. 3.7.1.

3.7.3 Flujo plástico local del alma

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde $F_R = 1.0$ y R_N se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza que debe ser resistida es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (3.7.2)$$

F_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma, N la longitud del apoyo o el grueso de la placa que aplica la fuerza lineal, k la distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba, y t_a el grueso del alma.

b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo del elemento menor que su peralte,

$$R_N = (2.5 K + N) F_y t_a \quad (3.7.3)$$

Las fórmulas 3.7.2 y 3.7.3 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo, a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga, y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

Si la fuerza exterior factorizada excede el valor dado por la ecuación 3.7.2 o 3.7.3 ha de aumentarse la longitud del apoyo, repartirse la carga en una zona más amplia, reforzar el alma por medio de placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma.

3.7.4 Estabilidad de almas delgadas

La suma de todas las compresiones que obran en el borde comprimido de una placa de alma, producidas por cargas concentradas y/o distribuidas, aplicadas directamente en el alma o a través de un patín, que no estén soportadas por atiesadores, no debe exceder la que sea aplicable de las dos resistencias siguientes:

a) Cuando la rotación del patín está impedida,

$$\frac{1\ 100\ 000}{(h/t)^2} F_R \left[5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \right] A, \text{ Kg}$$

b) Cuando la rotación del patín no está impedida,

$$\frac{1\ 100\ 000}{(h/t)^2} F_R \left[2.0 + \frac{5.0}{(h/t)^2} \right] A, \text{ Kg}$$

Para cargas distribuidas A es igual a la longitud del tablero multiplicada por el grueso del alma, y para cargas concentradas o distribuidas sobre parte de la longitud del tablero, A se obtiene multiplicando el grueso del alma por la menor de las dimensiones del tablero, a o h.

F_R es igual a 0.90.

3.7.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando los patines no están restringidos contra un movimiento lateral relativo por medio de atiesadores o de contraventeo lateral, la resistencia de diseño del alma de miembros sujetos a cargas concentradas de compresión es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.85$ y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

a) Si la rotación del patín cargado está restringida, y la relación $(d_c/t_a)/(L/b)$ es menor que 2.3,

$$R_N = \frac{843\ 700}{h} t_a^3 \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c / t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.7.4)$$

L es la mayor longitud no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines, b el ancho del patín, t_a el grueso del alma, d_c el peralte del alma entre las regiones críticas definidas en 3.7.3 ($d_c = d - 2k$), y h su peralte total, entre bordes interiores de los patines.

b) Si el patín cargado no está restringido contra la rotación, y $(d_c/t_a)/(L/b)$ es menor que 1.7,

$$R_N = \frac{843\ 700}{h} t_a^3 \left[0.4 \left(\frac{d_c / t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.7.5)$$

No es necesario revisar las fórmulas 3.7.4 y 3.7.5 cuando $(d_c/t_a)/(L/b)$ excede de 2.3 o 1.7, respectivamente, o cuando la carga que obra sobre el alma está distribuida uniformemente.

Si las fuerzas concentradas actúan en puntos en los que los esfuerzos en el alma, producidos por flexión debida a cargas de diseño, están por debajo del límite de fluencia, el coeficiente 843 700 de las fórmulas anteriores puede sustituirse por 1 687 000.

3.7.6 Pandeo del alma como columna

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.85$ y

$$R_N = \frac{34\ 400}{d_c} t_a^3 \sqrt{F_y} \quad (3.7.6)$$

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador, o un par de atiesadores, ligados al alma, que satisfagan los requisitos del inciso 3.7.8

d_c se define en 3.7.5.

3.7.7 Almas sujetas a fuerza axial y a fuerza cortante elevada

En miembros con cargas concentradas que producen esfuerzos cortantes elevados en el alma, en los que la resistencia requerida bajo fuerzas axiales no excede de $0.75 R_c$, la resistencia de diseño en cortante del alma es $F_R R_V$, donde $F_R = 0.90$ y

$$R_V = 0.7 F_y d_c t_a \quad (3.7.7)$$

Si la resistencia requerida ante fuerzas axiales es mayor que $0.75 R_c$, la resistencia al cortante se reduce a

$$R_V = 0.75 F_y d_c t_a \left(1.9 - 1.2 \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.7.8)$$

P_u es la fuerza axial de diseño que actúa sobre el miembro y R_c su resistencia nominal en compresión axial.

3.7.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas. También se colocarán pares de atiesadores en puntos in-

termedios de vigas, traveses o columnas, en los que actúen cargas concentradas cuyo valor de diseño sea mayor que la resistencia de diseño F_{RRN} dada en el que sea aplicable de los incisos 3.7.2 a 3.7.6.

En uno u otro caso, los atiesadores se diseñarán como se indica en 4.5.5.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes:

1. Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sec. 2.3.

2. La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de los que se aplica esa carga.

3. El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín del elemento atiesado.

4. Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma.

5. La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado.

6. Cuando la carga normal al patín es de tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO

En este capítulo se incluyen requisitos que deben satisfacerse al diseñar diversos tipos de elementos estructurales.

4.1 *Miembros en flexión formados por dos o más vigas*

Cuando un miembro en flexión está formado por dos o más vigas o canales colocadas lado a lado, éstas deben conectarse entre sí a intervalos no mayores de 1.50 m. Los separadores utilizados para unir vigas de 30 cm o más de peralte tendrán, como mínimo, dos remaches o tornillos en cada extremo. Cuando haya cargas concentradas que deban transmitirse de una viga a otra, o distribuirse entre varias, se colocarán entre ellas diafragmas de rigidez suficiente; cuando la torsión sea significativa, se tendrá en cuenta en el diseño. Cuando las vigas están expuestas al intemperismo, se sellarán para evitar la corrosión de las superficies interiores o se espaciarán lo suficiente para poderlas limpiar y pintar.

4.2 *Miembros en compresión compuestos por varios perfiles (miembros armados en compresión)*

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.2 y 2.3.

Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

4.2.1 Separación entre remaches, tornillos o soldaduras

Exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal, medida a lo largo de la línea en que están colocados, entre remaches o tornillos intermedios, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, en miembros armados en compresión, no excederá al que sea aplicable de los valores siguientes:

- a) En miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles, en contacto o separados uno del otro por medio de elementos intermitentes, la relación de esbeltez de cualquiera de los perfiles, determinada entre puntos interconectados, no será mayor que la relación de esbeltez del miembro armado completo. La relación de esbeltez de cada una de las partes componentes se determinará utilizando su radio de giro mínimo.

- b) $1050 t/\sqrt{F_y}$, sin exceder de 30 cm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que están conectadas por medio de remaches o tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes; t y F_y son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínimo garantizado.
- c) $1650 t/\sqrt{F_y}$, sin exceder de 45 cm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas; t y F_y son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínimo garantizado.

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando el medio ambiente sea tal que la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre remaches, tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

4.2.2 Celosías y diafragmas

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas interrumpidas.

La celosía constituirá un sistema triangulado completo. Puede estar formada por soleras, varillas o perfiles. La separación de los puntos en los que los elementos de la celosía se conectan con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre esos puntos de conexión, no sea mayor que la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo. La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2.5 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140. Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva será la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble y los elementos que la forman están unidos entre sí en sus intersecciones, la longitud efectiva será el 70 por ciento de la distancia anterior.

El ángulo que formen los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados.

En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpen se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

Las placas utilizadas como diafragmas en los extremos de las columnas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la prescrita para las extremas. El grueso de las placas no será menor que $1/60$ de la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales, y la separación longitudinal entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 15 cm. Se colocarán, cuando menos, tres remaches o tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual a 5 por ciento de la compresión axial total en el miembro.

4.2.3 Montantes

En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse montantes perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse montantes en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos siguientes:

- a) Cuando la relación de esbeltez de la columna armada completa, con respecto al eje perpendicular a los montantes, es igual o menor que el 80 por ciento de la relación de esbeltez con respecto al

eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de montantes adyacentes, no exceda de 50 ni del 70 por ciento de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje paralelo a los montantes.

- b) Cuando la relación de esbeltez de la columna armada completa, con respecto al eje perpendicular a los montantes, es mayor que el 80 por ciento de la relación de esbeltez con respecto al eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de montantes adyacentes, no exceda de 40 ni del 60 por ciento de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje perpendicular a los montantes.

Cuando los montantes están formados por placas planas, su longitud, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos, remaches o soldaduras, que los conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que $1/60$ de esa distancia. Los montantes y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por:

$$V = 0.025 P_u d / na$$

$$M = 0.025 P_u d / 2n$$

d es la distancia entre centros de montantes, medida a lo largo del eje de la columna, "a" la separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes con los componentes principales del miembro, n el número de planos paralelos en los que están colocados los montantes y P_u la fuerza axial de diseño que actúa en el miembro.

4.3 Miembros en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión)

4.3.1 Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí los dos o más perfiles, placas o barras que forman un miembro armado en tensión deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, no exceda de 300.

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 45 cm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no debe exceder de 60 cm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

En cualquiera de los dos casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

4.3.2 Montantes

Cuando los miembros en tensión están formados por dos componentes principales separados, éstos deben unirse entre sí por medio de montantes colocados en las caras abiertas de la sección completa. Los montantes, incluyendo los colocados en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre los remaches, tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellos será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre montantes, no exceda de 300. El grueso de los montantes, cuando éstos sean placas, no será menor que $1/60$ de la distancia transversal entre remaches, tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 15 cm.

4.4 Bases de columnas

Se tomarán todas las medidas necesarias para lograr una transmisión correcta de las fuerzas y momentos que soporta una columna a los elementos sobre los que se apoya, mediante el empleo de placas de base perfectamente asentadas sobre ellos y de anclas diseñadas para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes que puedan presentarse, tanto durante el montaje como en la estructura terminada. Pueden utilizarse también anclas combinadas con llaves de cortante.

4.5 Trabes armadas y vigas laminadas

4.5.1 Dimensionamiento

Las dimensiones de trabes armadas remachadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas

laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para remaches o tornillos, no se hace reducción en su área si la reducción, calculada de acuerdo con 2.1, no excede de 15 por ciento del área total del patín; en caso contrario, se deduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

4.5.2 Patines

Los patines de las traves armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa, y no por dos o más placas superpuestas.

La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos groesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldaduras a tope. El área total de la sección transversal de las cubreplacas de traves armadas remachadas o atornilladas no excederá de 70 por ciento del área total del patín.

4.5.3 Unión de alma y patines

Los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. La distribución longitudinal de los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no debe exceder de la máxima permitida en 5.2.8 o 5.3.10 para miembros en compresión o tensión. Además, los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo.

Si se utilizan cubreplacas de longitud parcial, deben extenderse más allá del punto teórico de corte, en una longitud que permita colocar el número de remaches o tornillos, o la longitud de soldadura, necesarios para desarrollar la parte de la fuerza normal, debida a la flexión, que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte. Esa fuerza normal se calcula con la sección completa, incluida la cubreplaca. Además, las soldaduras que conectan los extremos de cubreplacas soldadas con la

viga o trabe en la longitud a' que se define más adelante, deben ser adecuadas para resistir la parte de la fuerza ocasionada por la flexión que corresponde a la cubreplaca, a la distancia a' de su extremo. Esto puede obligar a terminar la cubreplaca en un punto de la viga o trabe en el que el momento flexionante sea menor que en el punto teórico de corte.

La longitud a' , medida desde el extremo de la cubreplaca, es:

1. Una distancia igual al ancho de la cubreplaca cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca en el extremo de ésta, continuada con soldaduras del mismo tamaño a lo largo de los dos bordes, en la longitud a' .
2. Una distancia igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando hay la misma soldadura que en 1, pero de tamaño menor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca.
3. Una distancia igual a dos veces el ancho de la cubreplaca cuando no hay soldadura en el extremo, pero sí cordones continuos en ambos bordes, en la longitud a' .

4.5.4 Alma

La relación h/t de la distancia libre entre patines al grueso del alma no debe ser mayor que $985\,000/\sqrt{F_y (F_y + 1150)}$, pero puede aumentarse hasta $16\,800/\sqrt{F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la trabe

4.5.5 Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las traves armadas en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las traves que estén conectados a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal; y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma no excede la resistencia de diseño dada por 3.7.3, 3.7.4, 3.7.5 o 3.7.6.

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma, y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores o lo más cerca de ellos que sea posible. Se di-

señan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, simétricamente colocada respecto al atiesador, cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grueso cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores, el radio de giro se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud L se considera igual a tres cuartos de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.5 F_y F_R$. F_R es igual a 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de remaches o la cantidad necesaria de soldadura para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calculará con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura; no deben hacerse soldaduras perpendiculares a la dirección de los esfuerzos normales en los patines de tensión cuando la trabe armada esté sujeta a cargas dinámicas, excepto en zonas en que el momento actuante de diseño sea menor que la mitad del momento resistente de diseño.

En trabes remachadas o atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines, y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

4.5.6 Refuerzo del alma

Si h/t no es mayor de $3600/\sqrt{F_y}$ y la fuerza cortante que obra sobre la trabe no es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a) o b), inciso 3.3.3, no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con 4.5.5.

Si h/t no es mayor de $3600/\sqrt{F_y}$, pero la fuerza cortante que obra sobre la trabe es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a) o b), el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura.

4.5.7 Atiesadores transversales intermedios

Cuando h/t es mayor que $3600/\sqrt{F_y}$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las trabes en los que la fuerza cortante de diseño, V_D , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con la ec. 3.3.21 y la que sea aplicable de las ecuaciones 3.3.22 a 3.3.24 o 3.3.26 del inciso 3.3.3, haciendo en ellas $k = 5.0$.

Cuando se necesiten atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño, calculada con alguna de las ecuaciones 3.3.24 a 3.3.27. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$ no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula con la ec. 3.3.24 o con la ec. 3.3.26; además, k se toma igual a 5.0.

En trabes diseñadas con la ecuación 3.3.25 o 3.3.27, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, calculada con la ecuación 3.3.24 o 3.3.26 y la ec. 3.3.21, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o pueden alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican a continuación:

a) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.25 o 3.3.27, tomando como base el estado límite de falla por tensión diagonal, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

1. El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que:

$$A_{at} = Y \left[0.15 C_a h t (1 - C_V) \frac{V_D}{V_R} - 18 t^2 \right] \geq 0 \quad (4.5.1)$$

C_v es igual a $[1600/(h/t)] \sqrt{k/F_y}$ cuando el diseño del alma se hace con la ec. 3.3.25 e igual a $3200000 k/[F_y(h/t)^2]$ cuando se utiliza la ec. 3.3.27. En ambos casos, F_y corresponde al acero del alma.

$$Y = \frac{F_y \text{ del acero del alma}}{F_y \text{ del acero del atiesador o atiesadores}}$$

$C_n = 1.0$ para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo, y 2.4 para los formados por una sola placa.

V_D y V_R son la fuerza cortante de diseño y la resistencia de diseño al cortante en el punto de colocación del atiesador. V_R se calcula con las ecs. 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27.

2. El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que:

$$at_a^3 \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] \geq 0.5 at_a^3,$$

donde t_a es el grueso del alma.

b) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.24 o 3.3.26, tomando como base el estado límite de iniciación del pandeo, basta con que se satisfaga la segunda de las condiciones del caso a).

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín de tensión, excepto cuando se necesite un apoyo directo para transmisión de una carga concentrada o reacción. De no ser así, pueden cortarse a una distancia del patín de tensión no mayor de 4 veces el grueso del alma.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir 1 por ciento de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el caso a) deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza, en kilogramos por centímetro lineal de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$F_c h \sqrt{(F_y/1400)^3};$$

F_y corresponde al acero del alma, h es el peralte de la misma, en cm, y F_c es el factor de carga que se utilice en el diseño. Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada con las ecuaciones 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27.

Esta condición no tiene que revisarse en el caso b).

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

4.5.8 Reducción del momento resistente por esbeltez del alma

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de

$$8000/\sqrt{M_R/0.9S}$$

y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/grueso de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.2, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left(\frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R/0.9S}} \right) \right] \quad (4.5.2)$$

donde A_a y A_p son el área del alma y del patín comprimido, h y t el peralte y el grueso del alma, S el módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido, y M_R la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con 3.3.2, pero sin exceder de $F_R M_y$.

Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.

4.5.9 Uniones

Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

En traveses armados soldados sometidos a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

5. CONEXIONES

5.1 Generalidades

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada, a) por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, b) como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

En las estructuras del tipo 1 (ver sección 1.3) las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que correspondan, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

5.1.1 Conexiones mínimas

Las conexiones de estructuras del tipo 2 (ver sección 1.3) o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas

para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5 000 kg.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras serán los permitidos en 5.2.7 y 5.2.8.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones compuestas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

5.1.2 Excentricidades

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no sucede, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

5.1.3 Rellenos

Cuando se utilizan placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas remachadas o atornilladas, deben prolongarse fuera del material que se está conectando en una longitud suficiente para colocar los remaches o tornillos necesarios para distribuir la fuerza total existente en el miembro de una manera uniforme en la sección combinada formada por el miembro y el relleno, o incluir en la conexión un número equivalente de remaches o tornillos. Si la junta es por fricción, con tornillos de alta resistencia, no es necesario cumplir esa condición.

Los rellenos que se coloquen bajo los atiesadores de traveses armados remachados estarán provistos de suficientes remaches para evitar esfuerzos excesivos de flexión y aplastamiento.

Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión, y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión, y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas, y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo de una cantidad igual al grueso del relleno.

5.1.4 Juntas cepilladas

Se permite el uso de juntas cepilladas en miembros en compresión, que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, cincuenta por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

5.1.5 Remaches o tornillos en combinación con soldadura

- a) *En obras nuevas.* Cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, ordinarios o de alta resistencia diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los remaches o tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las sollicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras.

- b) *En obras ya construidas.* Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos

de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia, adecuadamente apretados, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

5.1.6 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar por fricción, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

5.1.7 Planos y dibujos

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje.

En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, y que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra.

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos que componen la estructura y se señalarán las juntas de campo entre ellos, con indicaciones precisas para su elaboración.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los remaches, tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

5.2 Soldaduras

5.2.1 Generalidades

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

5.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver inciso 5.2.2.1).

5.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3 500 y 4 000 kg/cm², y de ruptura en tensión de 4 200 y 4 900 kg/cm², son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 2 500 y 4 100 kg/cm².

5.2.3 Tipos de soldaduras

En estas normas se consideran cuatro tipos diferentes de soldaduras:

- a) *Soldaduras de filete.* Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por los bordes de dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) *Soldaduras de penetración.* Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) y d) *Soldaduras de tapón y de ranura.* Se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

5.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.
- b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- c) La longitud efectiva de una soldadura a tope entre dos piezas es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- d) La longitud efectiva de una soldadura de filete es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete está depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud será igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm (3/8"), e igual a la garganta teórica más 2.5 mm para filetes mayores de 10 mm.
- f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa (efectuada con placa de respaldo o con cordón de raíz) es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.
- g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial en el indicado en la tabla 5.2.1.
- h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 5.2.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán

muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 5.2.2, si el fabricante demuestra

que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño de la garganta deseado.

TABLA 5.2.1

TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL

PROCESO DE SOLDADURA	POSICION	ANGULO EN LA RAIZ DE LA RANURA	TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA
Soldadura manual con electrodo recubierto o automática de arco sumergido	Todas	Entre 45° y 60°	Profundidad del bisel menos 1.5 mm
		Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases o con electrodo con corazón de fundente	Todas	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
	Horizontal o plana	Entre 45° y 60°	Profundidad del bisel
	Vertical o sobre cabeza	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel menos 1.5 mm

TABLA 5.2.2 TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS ACAMPANADAS

Tipo de soldadura	Radio (R) de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta
Ranura acampanada ⁽¹⁾	Cualquiera	0.3 R
Ranura acampanada en V ⁽²⁾	Cualquiera	0.5 R ⁽³⁾

⁽¹⁾ Ranura acampanada: \cap

⁽²⁾ Ranura acampanada en V: \sphericalangle

⁽³⁾ 0.38 R para soldadura protegida con gases cuando $R \geq 25.4$ mm (1")

5.2.5 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R \cdot F_{MB}$ y $F_R \cdot F_S$, donde F_{MB} y

F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo.

En la tabla 5.2.3 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_S y demás información pertinente.

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

5.2.6 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes, la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

TABLA 5.2.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURAS Y FORMA DE TRABAJO (1)	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA F_R	RESISTENCIA NOMINAL F_{MB} o F_S	NIVEL DE RESISTENCIA (2) (3) REQUERIDA EN LA SOLDADURA
SOLDADURAS DE PENETRACION COMPLETA (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base	0.90	$0.60 F_u$	
	Electrodo	0.80	$0.60 F_{EXX}$	
SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva	Electrodo	0.80	$0.60 F_{EXX}$	
	Metal base	0.90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base (6)	0.75	$0.60 F_{EXX}$	
	Electrodo			
SOLDADURAS DE FILETE (4)				
Cortante en el área efectiva	Metal base (6)	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo			
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (5)	Metal base	0.90	F_y	
SOLDADURAS DE TAPON O DE RANURA (4)				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base (6)	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo			

F_y .—Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_u .—Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base.

F_{EXX} .—Clasificación del electrodo (kg/cm^2).

¹ Para definición de áreas y tamaños efectivos véase 5.2.4.

² Para "soldadura compatible con el metal base" véase 5.2.2.1.

³ Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto ($700 \text{ kg}/\text{cm}^2$) que la soldadura compatible con el metal base.

⁴ Para los distintos tipos de soldadura véase 5.2.3.

⁵ Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

⁶ El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que sea aplicable en cada caso particular.

5.2.7 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el que se indica en la tabla 5.2.4. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos de resistencia indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

5.2.8 Soldaduras de filete

- a) *Tamaño mínimo.* Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 5.2.5. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.
- b) *Tamaño máximo.* El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm (1/4"), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm (1/4"), el grueso del material menos 1.5 mm (1/16"), excepto cuando se indique en

TABLA 5.2.4 TAMAÑOS EFECTIVOS DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1 hasta 38.1	7.9
Más de 38.1 hasta 57	9.5
Más de 57 hasta 152	12.7
Más de 152	15.9

TABLA 5.2.5 TAMAÑOS MINIMOS DE SOLDADURAS DE FILETE

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño ¹ mínimo del filete (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1	7.9

¹ Dimensión de la pierna del filete de soldadura.

los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material.

- c) *Longitud.* La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de 1/4 de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 20 cm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva.

- d) *Soldaduras intermitentes.* Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes en los casos en que la resistencia requerida sea menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos de soldadura colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en 4.2.1 y 4.3.1.

- e) *Juntas traslapadas.* El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales deben soldarse con cordones colocados a lo largo del extremo de cada una de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas esté adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.
- f) *Remates de los cordones de soldaduras de filete.* Siempre que sea factible, los cordones de soldaduras de filete que llegan a un extremo de la pieza deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de 1 cm.
- g) *Soldaduras de filete en agujeros y ranuras.* Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

5.2.9 Soldaduras de tapón y de ranura

Pueden utilizarse para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extienda hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ra-

nura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 20 cm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ "), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ ") se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ ").

5.3 Tornillos, barras roscadas y remaches

Esta sección se refiere al diseño de tornillos, barras roscadas y remaches, utilizados como conectores.

5.3.1 Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las clasificaciones ASTM-A325 o ASTM-A490.

TABLA 5.3.1

TENSION MINIMA EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA (TON)

Diámetro del tornillo mm (Pulg.)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 ($\frac{1}{2}$)	5.4	6.8
15.9 ($\frac{5}{8}$)	8.6	10.9
19.1 ($\frac{3}{4}$)	12.7	15.9
22.2 ($\frac{7}{8}$)	17.7	22.2
25.4 (1)	23.1	29.0
28.6 ($1\frac{1}{8}$)	25.4	36.3
31.8 ($1\frac{1}{4}$)	32.2	46.3
34.9 ($1\frac{3}{8}$)	38.6	54.9
38.1 ($1\frac{1}{2}$)	46.7	67.1

Todos los tornillos A325 o A490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. El apriete puede hacerse con el método de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tensión o utilizando llaves adecuadamente calibradas.

5.3.2 Área resistente efectiva al aplastamiento

El área resistente efectiva al aplastamiento de tornillos, barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por la longitud de aplastamiento, que es el grueso de la placa en la que están colocados. Si los remaches o tornillos son de cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

5.3.3 Resistencia de diseño en tensión o cortante

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas es igual al producto del factor de resistencia F_R por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. Los factores de resistencia y las resistencias nominales se dan en la tabla

5.3.2. Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que su resistencia requerida media, calculada tomando como base el área nominal del tornillo y sin considerar las tensiones producidas al apretarlo, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será la suma de la producida por las cargas externas factorizadas más las tensiones que puedan resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

5.3.4 Resistencia de diseño en juntas que trabajan por fricción

La resistencia de diseño de un tornillo de una junta que no deba deslizar bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $F_R = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 5.3.3, en kg/cm^2 , y por el área nominal de la parte no roscada

TABLA 5.3.2 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2
Tornillos A307		3160 (1)	0.60	1900 (2) (3)
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		6330		3800 (3)
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		6330		5060 (3)
Tornillo A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		7900		4750 (3)
Tornillo A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	7900	0.65	6330 (3)
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		0.56 F_u (1)		0.45 F_u
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca está fuera de los planos de corte		0.56 F_u (1)		0.60 F_u
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		3160		2530 (3)
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		4200		2300 (3)

(1) Carga estática únicamente.

(2) Se permite que la rosca esté en los planos de corte.

(3) Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 125 cm, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

del vástago del tornillo. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que el efecto máximo producido por las cargas de servicio.

Otros elementos componentes de estas juntas se dimensionarán bajo cargas de diseño, siguiendo las recomendaciones aplicables. Cuando se usen agujeros sobredimensionados o alargados, la conexión debe satisfacer también los requisitos del inciso 5.3.7.

Cuando un tornillo de una conexión que no debe deslizar bajo cargas de trabajo está sometido a una fuerza de tensión de diseño T_u , la resistencia nominal al cortante de la tabla 5.3.3 se multiplica por un factor de reducción igual a $(1 - T_u/T_b)$, donde T_b es la fuerza de presión especificada (ver tabla 5.3.1).

5.3.5 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionarán de manera que el esfuerzo de tensión f_t en el área nominal A_b del vástago, producido por cargas de diseño, no exceda el valor calculado

con la fórmula de la tabla 5.3.4 que sea aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño, f_v , no debe exceder el valor calculado de acuerdo con el inciso 5.3.3.

TABLA 5.3.3

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE, EN KG/CM², DE TORNILLOS EN CONEXIONES EN LAS QUE EL DESLIZAMIENTO ES CRITICO

Resistencia nominal al cortante			
Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos ¹	Agujeros alargados largos ¹
A325	1230	1050	880
A490	1550	1340	1120

¹ Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados véase la sec. 5.3.7.

TABLA 5.3.4

ESFUERZOS DE TENSION MAXIMOS RESISTENTES, f_t , PARA TORNILLOS O REMACHES EN JUNTAS POR APLASTAMIENTO (KG/CM²)

DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS DE UNION	LA ROSCA NO ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE	LA ROSCA ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE
TORNILLOS A 307	2740 - 1.3 F_v \leq 2110	
TORNILLOS A 325	5980 - 1.8 f_v \leq 4780	5980 - 1.4 f_v \leq 4780
TORNILLOS A 490	7450 - 1.8 f_v \leq 4780	7450 - 1.4 f_v \leq 4780
PARTES ROSCADAS. TORNILLOS A 449 CON DIAMETRO MAYOR QUE 38.1 MM (1 1/2")	0.73 F_u - 1.8 f_v \leq 0.56 F_u	0.73 F_u - 1.4 f_v \leq 0.56 F_u
REMACHES A 502, GRADO 1	3090 - 1.3 f_v \leq 2390	
REMACHES A 502, GRADO 2	4150 - 1.3 f_v \leq 3160	

TABLA 5.3.5
TAMAÑOS MAXIMOS DE AGUJEROS PARA REMACHES Y TORNILLOS ¹

Diámetro nominal del remache o tornillo (d)		Diámetro del agujero estándar		Diámetro de ags. sobredimensionados ²		Dimensiones de ags. alargados cortos ²		Dimensiones de ags. alargados largos ²	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.
≤ 22.2	$\leq 7/8$	$d + 1.5$	$d + 1/16$	$d + 4.8$	$d + 3/16$	$(d + 1.5)$ × $(d + 6.3)$	$(d + 1/16)$ × $(d + 1/4)$	$(d + 1.5)$ × 2.5 d	$(d + 1/16)$ × 2.5 d
25.4	1	27.0	1-1/16	31.8	1-1/4	27.0 × 33.3	(1-1/16) × (1-5/16)	27.0 × 63.5	(1-1/16) × (2-1/2)
≥ 28.6	$\geq 1-1/8$	$d + 1.5$	$d + 1/16$	$d + 7.9$	$d + 5/16$	$(d + 1.5)$ × $(d + 9.5)$	$(d + 1/16)$ × $(d + 3/8)$	$(d + 1.5)$ × 2.5 d	$(d + 1/16)$ × 2.5 d

¹ Los tamaños son nominales.

² No se permiten en conexiones remachadas.

5.3.6 Resistencia al aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache y la pieza en que está colocado es $F_R R_n$, donde $F_R = 0.85$ y

$$R_n = 3dt F_u \quad (5.3.1)$$

d es el diámetro nominal del remache o tornillo, t el grueso de la parte conectada y F_u su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

5.3.7 Tamaños de los agujeros

- a) En la tabla 5.3.5 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas o atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.
- b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados. En conexiones remachadas no se permite el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.
- c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las par-

tes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse roldanas endurecidas.

- d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse roldanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.
- e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera.

TABLA 5.3.6
VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACION C_1

Diámetro nominal del tornillo, d.		Agujeros sobredimensionados		Normales a la línea de fuerza	Agujeros alargados			
					Paralelos a la línea de fuerza			
mm	pulg	mm	pulg		Cortos		Largos ¹	
					mm	pulg	mm	pulg
≤ 22.2	$\leq \frac{7}{8}$	3.2	$\frac{1}{8}$	0	4.8	$\frac{3}{16}$	1.5d - 1.5	1.5d - $\frac{1}{16}$
25.4	1	4.8	$\frac{3}{16}$	0	6.4	$\frac{1}{4}$	36.5	$1\frac{7}{16}$
≥ 28.6	$\geq 1\frac{1}{8}$	6.4	$\frac{1}{4}$	0	7.9	$\frac{5}{16}$	1.5d - 1.5	1.5d - $\frac{1}{16}$

¹ Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 5.3.5), C_1 puede disminuirse en la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

5.3.8 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de remaches, o tornillos de acero ASTM-A307, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

5.3.9 Separación mínima

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será menor que tres veces su diámetro nominal (esta distancia puede disminuirse a 2.7 veces el diámetro nominal, en casos excepcionales), ni que la indicada en el párrafo siguiente, cuando éste sea aplicable.

A lo largo de una línea de transmisión de fuerzas, la distancia entre centros de agujeros no será menor que:

a) Para agujeros estándar:

$$\frac{2P}{F_R F_u t} + \frac{d}{2} \quad (5.3.2)$$

P es la fuerza de diseño transmitida por un remache o tornillo a la parte conectada crítica, F_u la resistencia mínima a la ruptura en tensión especificada para el material de la parte conectada crítica, t el grueso de esa parte, d el diámetro nominal del remache o tornillo, y $F_R = 0.85$.

b) Para agujeros sobredimensionados o alargados, la distancia dada por la fórmula 5.3.2 más el incremento C_1 que corresponda de acuerdo con la tabla 5.3.6, sin

que la distancia libre entre los bordes de los agujeros sea menor que un diámetro del tornillo.

5.3.10 Separación máxima

La separación máxima entre remaches o tornillos intermedios colocados en la dirección de las fuerzas en miembros comprimidos formados por placas y otros perfiles no será mayor que $1050/\sqrt{F_y}$ veces el grueso de la placa o perfil más delgado exterior, ni mayor que 30 cm, cuando los remaches o tornillos tienen las mismas posiciones en varias líneas paralelas, ni que $1650/\sqrt{F_y}$ o 45 cm cuando están en tresbolillo; estas separaciones pueden aumentarse en 25 por ciento cuando la placa o perfil es interior. En los extremos, la separación no debe exceder de cuatro veces el diámetro del remache o tornillo, en una longitud igual a 1.5 veces el ancho total del miembro.

La separación entre remaches o tornillos colocados normalmente a la dirección de las fuerzas de compresión no debe ser mayor de 32 veces el grueso de la placa más delgada.

En miembros en tensión, la separación máxima entre remaches o tornillos, medida en la dirección de las fuerzas, no excederá de 60 cm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del material de la placa o perfil.

5.3.11 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor dado

TABLA 5.3.7
DISTANCIA MINIMA AL BORDE, DEL CENTRO DE UN AGUJERO
ESTANDAR ⁽¹⁾ AL BORDE DE LA PARTE CONECTADA

DIAMETRO NOMINAL DEL REMACHE O TORNILLO		BORDES CORTADOS CON CIZALLA		BORDES LAMINADOS DE PERFILES, FLACAS O SOLERAS, O BORDES CORTADOS CON SOPLATE (2)	
MM	FULG	MM	FULG	MM	FULG
12.7	1/2	22.2	7/8	19.1	3/4
15.9	5/8	28.6	1-1/8	22.2	7/8
19.1	3/4	31.8	1-1/4	25.4	1
22.2	7/8	38.1	1-1/2 (3)	28.6	1-1/8
25.4	1	44.5	1-3/4 (3)	31.8	1-1/4
28.6	1-1/8	50.8	2	38.1	1-1/2
31.8	1-1/4	57.2	2-1/4	41.3	1-5/8
MAS DE 31.8	MAS DE 1-1/4	1.75 X DIAMETRO		1.25 X DIAMETRO	

- (1) Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C_2 dadas en la tabla 5.3.8.
- (2) Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (3/8") cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25% del esfuerzo máximo permisible en el elemento.
- (3) Pueden reducirse a 31.8 mm (1-1/4") en los extremos de ángulos de conexión de vigas.

TABLA 5.3.8
VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE C_2

DIAMETRO NOMINAL DEL TORNILLO, d.		AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS		AGUJEROS ALARGADOS			
				PERPENDICULARES AL BORDE		PARALELOS AL BORDE	
				CORTOS			LARGOS (1)
MM	FULG	MM	FULG	MM	FULG		
< 22.2	< 7/8	1.5	1/16	3.2	1/8	0.75 d	0
25.4	1	3.2	1/8	3.2	1/8		
> 28.6	> 1-1/8	3.2	1/8	4.8	3/16		

- (1) Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 5.3.5), C_2 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

en la tabla 5.3.7 ni que el indicado en el párrafo siguiente, cuando éste sea aplicable.

A lo largo de una línea de transmisión de fuerzas, en el sentido en que éstas actúan, la distancia del centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada no será menor que $2P/F_R F_u t$. Las literales tienen el mismo significado que en la fórmula 5.3.2.

En conexiones extremas de vigas en las que los tornillos colocados en el alma se diseñen para transmitir solamente

la fuerza cortante, sin tener en cuenta los efectos producidos por la excentricidad de los tornillos, la distancia del borde de la viga al centro del agujero estándar más cercano a él no debe ser menor que $2P_R/F_R F_u t$, donde P_R es la fuerza cortante de diseño en el extremo de la viga dividida entre el número de tornillos o remaches. Si la fuerza cortante en cada tornillo o remache no excede de $1.8 dt F_u$ no es necesario satisfacer el requisito anterior.

La distancia del centro de un agujero sobredimensio-

nado o alargado al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de este artículo, más el incremento C indicado en la tabla 5.3.8.

5.3.12 Distancia máxima al borde

La distancia máxima del centro de cualquier remache o tornillo al borde más cercano de cualquiera de las partes en las que está colocado será 12 veces el grueso de esa parte, sin exceder de 15 cm.

5.4 Resistencia de diseño de ruptura por cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en miembros principales o en elementos de conexión, es igual a $F_R F_n A_s$, con $F_R = 0.75$ y $F_n = 0.60 F_u$, donde A_s es el área de corte a lo largo de la trayectoria de falla. En conexiones extremas de vigas en las que se haya cortado el patín superior y en situaciones similares en las que la falla pueda presentarse por cortante a lo largo de un plano que pase por remaches o tornillos, o por una combinación de fuerza cortante y tensión en un plano perpendicular, el área A_s es la superficie mínima de falla limitada por los agujeros.

5.5 Empalmes

Las uniones entre tramos de vigas y trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

5.6 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmitan fuerzas por aplastamiento de una en otra es $F_R R_n$, donde $F_R = 0.75$ y R_n se define enseguida para varios casos.

1. Superficies cepilladas o con un acabado semejante.

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.5 F_y A_n \quad (5.6.1)$$

2. Rodillos o mecedoras en apoyos libres.

$$R_n = 1.1 (F_y - 900) ld/20 \quad (5.6.2)$$

En las ecs. 5.6.1 y 5.6.2, F_y es el menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto, A_n el área de aplastamiento, el diámetro del rodillo o la mecedora y l la longitud de aplastamiento. En la ec. 5.6.2, F_y debe tomarse en kg/cm^2 , l y d en cm, y R_n se obtiene en Kg.

5.7 Uniones con estructuras de concreto

5.7.1 Bases de columnas y aplastamiento en concreto

Deben tomarse todas las medidas necesarias para asegurar una transmisión correcta de cargas y momentos de las columnas a los cimientos de concreto en los que se apoyan.

Los valores de diseño de las cargas de aplastamiento son:

Cuando la carga está aplicada sobre el área total del apoyo de concreto,

$$P_p = 0.50 f'_c A_1$$

Cuando la carga está aplicada sobre un área menor que la total del apoyo de concreto,

$$P_p = 0.50 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq f'_c A_1$$

f'_c es el esfuerzo de ruptura en compresión del concreto, A_1 el área de concreto y A_2 el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de concreto que recibe la carga.

5.7.2 Anclas e insertos

Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas.

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento, o una combinación de varios de esos efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de pernos de cortante o por cortante-fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar descascaramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

5.8 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, sec. 1.3.

5.8.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen el miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos.

Junta en la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esa zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores horizontales o placas

adosadas a su alma, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

5.8.2 Resistencia de la conexión

La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- b) El momento requerido para inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8 F_y d_c t_c$, donde F_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, d_c su peralte total y t_c el grueso del alma.

La resistencia de una conexión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- a) Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma. La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional o con tornillos de alta resistencia que trabajen por fricción, colocados en el alma de la viga.
- b) El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa. Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma está conectada a la columna por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante total.
- c) La conexión, hecha con soldadura o tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a o b, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, en los cálculos no debe

suponerse que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza entre elementos conectados.

Cuando se empleen aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión sea menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, no se permitirá que se formen articulaciones plásticas en zonas en las que se haya reducido el área de los patines de la viga, como sucede, por ejemplo, cuando hay en ellos agujeros para tornillos. Las conexiones atornilladas de placas de patín de juntas viga-columna deben tener relaciones área neta/área total iguales o mayores que $1.2 F_y/F_u$.

Cuando las vigas se conecten al alma de las columnas será necesario que éstas reciban también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que llegan al alma de las columnas se conectarán, en sus dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, y que estén al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna. Cuando la columna reciba una sola viga por alma, el otro lado de ésta deberá rigidizarse adecuadamente.

5.8.3 Diseño de atiesadores

Cuando los patines de la viga, o las placas horizontales ligadas a ellos para transmitir el momento, están soldados a tope al patín de una columna de sección I, H, o rectangular hueca (en cajón), debe colocarse frente a ellos un par de atiesadores, a uno y otro lado del alma de la columna en secciones I o H o entre las dos o más almas en secciones en cajón, cuya sección transversal total debe tener un área, A_{at} , no menor que la determinada con la fórmula 5.8.1.

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat}} \quad (5.8.1)$$

A_{at} es la suma de áreas de los dos atiesadores, F_{yc} y F_{yat} son los esfuerzos de fluencia de los aceros de la columna y de los atiesadores, respectivamente, k es la distancia de la cara exterior del patín de la columna a la terminación de la curva entre ella y el alma, cuando la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si está hecha con placas soldadas, t_c es el grueso del alma de la columna, incluyendo las placas adosadas a ella, cuando

la haya, t_v el del patín de la viga o de la placa que aplica la fuerza a la columna y P_{pv} , que es la fuerza que transmite el patín de la viga o la placa horizontal a la columna, tiene alguno de los valores siguientes:

- Cuando el diseño queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, o por cargas muertas, vivas y de viento, P_{pv} es igual a la fuerza transmitida por el patín o la placa de conexión correspondiente a cargas de diseño multiplicadas por 1.25.
- Cuando en la combinación de cargas de diseño interviene el sismo, P_{pv} es igual al menor de los valores

$$1.2 M_{pv}/0.95 d_v \dot{=} 1.25 M_{pv}/d_v \text{ o } 1.25 A_p F_{yv}$$

M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga, d_v su peralte y A_p y F_{yv} son, respectivamente, el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga, o de la placa horizontal, que transmite la fuerza a la columna.

En ningún caso es necesario que P_{pv} exceda el valor obtenido al multiplicar el área del patín de la viga o de la placa de conexión por 1.25 veces el esfuerzo de fluencia del material.

Cuando la columna cuenta con dos o más almas, ésto se tendrá en consideración al aplicar la ec. 5.8.1.

Los atiesadores tienen por objeto evitar el flujo plástico del acero del alma de la columna frente a cada uno de los patines de la viga, por lo que la ec. 5.8.1 debe aplicarse en cada uno de ellos, tanto en tensión como en compresión. Si el segundo miembro de la ec. 5.8.1 resulta negativo, no se necesitan atiesadores.

Los atiesadores cumplirán los requisitos del inciso 3.7.8.

Independientemente de los requisitos anteriores, se colocará un atiesador, o un par de atiesadores, frente al patín de compresión de la viga, siempre que el peralte del alma o almas de la columna, h_c , medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines, sea mayor que:

$$\frac{34\,400 t^3 c \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} F_R \quad (5.8.2)$$

donde $F_R = 0.85$,

y se colocará un par de atiesadores frente al patín de la viga en tensión cuando el grueso del patín de la columna, t_{pc} , sea menor que:

$$0.4\sqrt{P_{pv}/(F_{yc}F_R)} \quad (5.8.3)$$

donde $F_R = 0.90$.

Esta expresión es aplicable sólo a secciones I o H.

P_{pv} tiene el valor dado arriba con referencia a la ec. 5.8.1.

El objeto de las condiciones impuestas por las ecs. 5.8.2 y 5.8.3 es, respectivamente, evitar el pandeo del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga, y limitar los esfuerzos de flexión en los patines de la columna frente al patín en tensión de la viga. Estas condiciones son equivalentes a las indicadas en los incisos 3.7.6 y 3.7.2.

5.8.4 Tablero del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de columnas de sección I o H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

a) La resistencia al cortante de la junta, calculada con la ec. 5.8.4, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales correspondientes a los momentos flexionantes en los extremos de las vigas producidos por las cargas verticales de diseño más 1.7 veces las fuerzas sísmicas o 1.3 veces las fuerzas de viento, ambas de diseño. Cuando la columna reciba vigas en los dos patines, los momentos en los extremos de las vigas se tomarán con los sentidos que ocasionen la fuerza cortante horizontal máxima en la junta.

$$V = 0.55 F_y \frac{d_c}{y} t \left[1 + \frac{3b_c}{d_c} \frac{t^2}{d_v} \frac{pc}{c} \right] \quad (5.8.4)$$

Cuando el diseño se haga por carga vertical exclusivamente, los momentos de diseño se multiplicarán por 1.25.

t es el grueso total del alma o almas en la junta, incluyendo las placas adosadas a ella, cuando las haya, d_c y d_v son los peraltes totales de columna y viga, respectivamente, y b_c y t_{pc} son el ancho y el grueso del patín de la columna.

Las fuerzas que aplican los patines de las vigas no se

tomarán nunca mayores que el producto del área del patín por 1.25 veces el esfuerzo de fluencia del material con el que está hecho.

b) El cociente de la suma del peralte más el ancho del tablero de alma en la junta dividida entre el grueso del tablero no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso no debe incluir las placas adosadas al alma de la columna, excepto en el caso en que estén adecuadamente ligadas a ella por medio de soldaduras de tapón.

c) Las placas adosadas al alma para reducir los esfuerzos cortantes horizontales en la junta, o la relación peralte/grueso del alma, no deberán separarse más de 1.5 mm del alma de la columna, y se soldarán en todo su ancho, en los bordes superior e inferior, con soldadura de filete de 5 mm o más. Además, se soldarán a tope a los patines de la columna con penetración completa, o con soldaduras de filete capaces de desarrollar la resistencia al cortante de las placas.

5.8.5 Requisitos adicionales

- Cuando el diseño quede regido por combinaciones de carga que incluyan sismo, los patines de las vigas deben llenar las condiciones señaladas en el inciso 2.3.2 para secciones tipo 1, mientras que las almas basta con que cumplan las correspondientes a secciones tipo 2.
- En todas las juntas de marcos rígidos diseñados para combinaciones de carga que incluyan sismo debe cumplirse la relación siguiente:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum V_y F_{yv}, \text{ para } f_a \geq 0 \quad (5.8.5)$$

$\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en la junta en el plano del marco en estudio, y f_a es el esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por la fuerza axial de diseño.

Si las columnas cumplen también los requisitos geométricos indicados para las vigas en 5.8.5 a, en los casos que se mencionan a continuación no es necesario cumplir con la condición dada por la ec. 5.8.5.

- Cuando el esfuerzo f_u en la columna no excede de $0.4 F_y$.
- Cuando la columna forma parte de un entrepiso que tiene una resistencia ante fuerzas cortantes horizon-

tales 50 por ciento mayor que la del entrepiso situado encima de él.

3. Cuando la capacidad de la columna para resistir fuerzas cortantes laterales no se incluye en el diseño sísmico, aunque sí se considere en él su capacidad para resistir las fuerzas normales producidas por el temblor.

6. ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Se proporcionan aquí guías para el diseño que tienen en cuenta consideraciones de servicio que no aparecen en otras partes de esta especificación.

Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en el Título Sexto del Reglamento. Los valores de los parámetros que aseguran un comportamiento adecuado desde el punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o periodos de vibración, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Los estados límite de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

6.1 *Contraflechas*

Cuando haya requisitos relativos a las contraflechas de los elementos estructurales, que sean necesarios para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción, como pueden ser cancelas, muros de relleno, parapetos o recubrimientos de fachada, esos requisitos deberán indicarse en los documentos referentes al diseño y construcción.

Cuando no se especifique ninguna contraflecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas debidas a laminado o a armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

6.2 *Expansiones y contracciones*

Los cambios de dimensiones de las estructuras y de los elementos que las componen, producidos por variaciones de temperatura y otros efectos, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales de manera que puedan absorber, sin daños, esos cambios de dimensiones.

6.3 *Deflexiones, vibraciones y desplazamientos laterales*

Las deformaciones de los elementos estructurales y sus combinaciones, producidas por cargas de trabajo, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio.

a) *Deflexiones.*

Las deflexiones transversales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas de trabajo, no deben exceder los valores máximos permisibles.

En el art. 184 del Título Sexto del Reglamento se proporcionan algunos de esos valores máximos.

b) *Vibraciones.*

Las vigas y trabes que soportan grandes áreas abiertas, sin muros divisorios ni otras fuentes de amortiguamiento, en las que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas u otras actividades de éstas pueden resultar inaceptables, deben diseñarse tomando las medidas necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

Los equipos mecánicos que pueden producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada, para que la transmisión de las vibraciones a elementos críticos de la estructura se elimine o se reduzca a límites aceptables.

c) *Desplazamientos laterales.*

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones, producidos por fuerzas sísmicas o de viento, no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el correcto funcionamiento de la construcción. Para ello, deben satisfacerse los requisitos estipulados en los artículos 184, 209 y 210 del Título Sexto del Reglamento.

6.4 *Corrosión*

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminuciones de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente con pinturas u otros productos que retrasen el proceso de corrosión.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

6.5 Fuego y explosiones

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

7. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, un número pequeño de veces, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo son poco frecuentes, por lo que no se justifica tener en cuenta consideraciones de fatiga. Sin embargo, hay algunos casos, de los que son típicos las trabes que soportan grúas viajeras y algunos elementos que soportan maquinaria y equipo, en los que las estructuras están sujetas a condiciones de carga que pueden ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

8. FALLA FRÁGIL

Los procedimientos de diseño de estas normas son válidos para aceros y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil; por tanto, deberán evitarse todas aquellas condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de aceros con altos contenidos de carbono, la operación de las estructuras a temperaturas muy bajas, la aplicación de cargas que produzcan impacto importante, la presencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura y las condiciones de carga que produzcan un estado triaxial de esfuerzos en el que la relación entre el cortante máximo y

la tensión máxima sea muy pequeña, y sobre todo deberá evitarse la presencia simultánea de varias de esas condiciones.

En los casos, poco frecuentes, en que las condiciones de trabajo puedan provocar fallas de tipo frágil, se emplearán materiales de alta ductilidad que puedan fluir ampliamente en puntos de concentración de esfuerzos, o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar la propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

9. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de estas Normas Técnicas en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

Curva esfuerzo-deformación.

Efectos de cargas de larga duración.

Efectos de repetición de cargas.

Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.

Efectos de soldadura en caso de emplearla.

Posibilidad de corrosión.

10. EJECUCION DE LAS OBRAS

10.1 Dibujos

La fabricación y el montaje de las estructuras se basarán en dibujos de taller y de montaje, preparados de antemano, en los que se proporcionará toda la información necesaria para la fabricación de los elementos que las componen, incluyendo la posición, tipo y tamaño de todas las soldaduras, tornillos y remaches. Se distinguirán claramente los elementos de conexión que se colocarán en taller de los que se pondrán en obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna, y en su elaboración se tendrán en cuenta los

factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

10.2 Fabricación

10.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 650°C.

10.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos se harán, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

10.2.3 Estructuras soldadas

10.2.3.1 Preparación del material

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

10.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada o que 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deberán limpiarse y fundirse completamente con la soldadura definitiva o, de no ser así, deberán removerse con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

10.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

En placas a tope de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados, en posición plana, dejando entre las dos placas una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa más delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. No es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

10.2.3.4 Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

TABLA 10.2.1 TEMPERATURA MINIMA DE PRECALENTAMIENTO, EN °C.

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura (mm).	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno. Aceros DGN B254-1968, DGN B38-1968 y DNG E99-1972	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros DGN B254-1968, DGN B38-1968 y DNG E99-1972
Hasta 19, inclusive	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38, inclusive	70	25
Más de 38 a 64, inclusive	110	70
Más de 64	150	110

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0°C debe precalentarse a 20°C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1 si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura especificada, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante el proceso de colocación del metal de aportación.

10.2.3.5 Inspección

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de dos centímetros de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

10.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas

10.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de remaches o tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tor-

nillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria, o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura, y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

A todos los tornillos A325 y A490 se les dará una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. Esa tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca o se revisará por medio de un indicador directo de tensión. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 2 800 kg/cm²; en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

10.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semi-esférica, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1000°C, la que debe mantenerse a no menos de 540°C durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobará que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

10.2.4.3 Agujeros para construcción atornillada o remachada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo no excederán las indicadas en la tabla 10.2.2. La dimensión nominal se define como el agujero producido por un punzón, taladro, o escariador del tamaño indicado para el agujero.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros sobredimensionados y los alargados están prohibidos en conexiones remachadas.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más tres milímetros ($1/8''$), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El dado para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm ($1/16''$) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción, pero no deben usarse en conexiones por aplastamiento. Se colocarán roldanas endurecidas cuando haya agujeros sobredimensionados en las placas exteriores.

Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier orientación, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Se colocarán roldanas, que serán endurecidas cuando se usen tornillos de alta resistencia, cuando los agujeros alargados cortos estén en una placa exterior.

Los agujeros alargados largos sólo pueden usarse en una de las dos partes que están en contacto en cada superficie de falla individual, tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento. Los agujeros pueden tener cualquier orientación en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en una placa exterior, deben colocarse roldanas de placa, o una barra continua con agujeros estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas roldanas de placa o barras continuas tendrán un grueso no menor de 8 mm, y serán de material de grado estructural, no endurecido. Si, de acuerdo con las normas, se requiere usar roldanas endurecidas con los tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la roldana de placa o la barra.

10.2.5 Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus

TABLA 10.2.2 DIMENSIONES NOMINALES DE LOS AGUJEROS

Diámetro del tornillo		Estándar (Diám)		Sobredimensionados (Diám)		Alargados cortos (Ancho × Long.)		Alargados largos (Ancho × Long.)	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	Pulg.	mm	mm	Pulg.
12.7	$\frac{1}{2}$	14.3	$\frac{1}{16}$	15.9	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{16}$	14.3 × 17.5	14.3 × 31.8	$\frac{1}{16} \times 1\frac{1}{4}$
15.9	$\frac{5}{8}$	17.5	$1\frac{1}{16}$	20.6	$1\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{16} \times \frac{7}{8}$	17.5 × 22.2	17.5 × 39.7	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{9}{16}$
19.0	$\frac{3}{4}$	20.6	$1\frac{3}{16}$	23.8	$1\frac{5}{16}$	$1\frac{3}{16} \times 1$	20.6 × 25.4	20.6 × 47.6	$1\frac{3}{16} \times 1\frac{7}{8}$
22.2	$\frac{7}{8}$	23.8	$1\frac{5}{16}$	27.0	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{5}{16} \times 1\frac{1}{8}$	23.8 × 28.6	23.8 × 55.6	$1\frac{5}{16} \times 2\frac{3}{16}$
25.4	1	27.0	$1\frac{1}{2}$	31.8	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2} \times 1\frac{5}{16}$	27.0 × 33.3	27.0 × 63.5	$1\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2}$
≥ 28.6	≥ $1\frac{1}{8}$	D+1.5	D+ $\frac{1}{16}$	D+7.9	D+ $\frac{5}{16}$	$(D+\frac{1}{16}) \times (D+\frac{3}{8})$	$(D+1.5) \times (D+9.5)$	$(D+1.5) \times (2.5 D)$	$(D+\frac{1}{16}) \times (2.5 D)$

extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

10.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2"), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2") y 102 mm (4") pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los párrafos b y c de esta sección). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4") se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los párrafos b y c.
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

10.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deban pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 5 cm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

10.3 Montaje

10.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

10.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

10.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o

ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

10.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además, las condiciones siguientes:

1. El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.

2. El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Los desplazamientos hacia el exterior se tendrán en cuenta al determinar las separaciones entre edificios adyacentes indicadas en el art. 211 del Título Sexto del Reglamento.

10.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

10.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial, remaches o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe rellenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

11. ESTRUCTURAS DUCTILES

11.1 Alcance

En este capítulo se indican los requisitos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q iguales a 4.0 o 3.0, de acuerdo con el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.

11.2 Marcos dúctiles

11.2.1 Requisitos generales

Se indican aquí los requisitos que debe satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado un marco dúctil. Estos requisitos se aplican a marcos rígidos diseñados con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4.0 o a 3.0, que formen parte de sistemas estructurales que cumplan las condiciones enunciadas en el capítulo 5, partes I y II, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, necesarias para utilizar ese valor del factor de comportamiento sísmico.

Tanto en los casos en que la estructura está formada sólo por marcos como en aquellos en que está compuesta por marcos y muros o contravientos, cada uno de los marcos se diseñará para resistir, como mínimo, fuerzas horizontales iguales al 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajase aislado del resto de la estructura.

La gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero empleado debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento

por deformación. El alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.

11.2.2 Miembros en flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_y/10$.

11.2.2.1 Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo I, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1. y 2.3.2. de estas Normas Técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5300/\sqrt{F_y}$ si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, una vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga propiamente dicha o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

11.2.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en los que se supondrá que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.25 F_y$. Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.70, en lugar del valor de 0.90 especificado en el artículo 3.3.3.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

11.2.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $L_p = 1250 F_y / \sqrt{F_y}$. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal I o H, flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder el valor de L_u calculado de acuerdo con el inciso 3.3.2.2.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

11.2.3 Miembros en flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_u , es mayor que $P_y/10$. La mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de crujías contraventeadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte-ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

11.2.3.2 Resistencia mínima en flexión

Las resistencias en flexión de las columnas que concurren en un nudo deben satisfacer la condición dada por la ec. 5.8.5 del inciso 5.8.5 de estas Normas Técnicas, con las excepciones que se indican en ese inciso.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizado en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

11.2.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c (F_{yc} - f_a)$. El significado de las literales que aparecen en esta expresión se explica con referencia a la ec. 5.8.5 del inciso 5.8.5.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en el inciso 11.2.3.2, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia de 0.70.

11.2.4 Uniones viga-columna

Las uniones viga-columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, "Conexiones rígidas entre

vigas y columnas", de estas Normas Técnicas, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

11.2.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

11.2.5 Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo inter-

medio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.70. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión o en flexocompresión habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- b) Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente al flujo plástico de las cuerdas.
- c) En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.30 F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA PREVISIONES CONTRA INCENDIO**

Normas Técnicas Complementarias para Previsiones Contra Incendio.

CONTENIDO

1.—Introducción	4
2.—Consideraciones Generales	4
3.—Clasificación de riesgos	4
4.—Clasificación de fuegos	12
5.—Extintores	13
6.—Redes Hidráulicas	15
7.—Recubrimientos para muros, falsos plafones y accesorios decorativos	16
8.—Señalización	17
9.—Colores de identificación	18

1. INTRODUCCION

Las presentes Normas Técnicas tienen por objeto fijar criterios y métodos que regulen los materiales, equipo, así como los procedimientos en materia de Previsión Contra Incendio y que a su vez permitan cumplir con los requisitos definidos en el Capítulo IV Sección Segunda del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. CONSIDERACIONES GENERALES

ALCANCE

2.1 Las autoridades del Departamento del Distrito Federal, preocupadas para la seguridad personal y del patrimonio de los habitantes de la ciudad de México, la cual a causa del crecimiento de su área urbana y de la explosión demográfica se ha convertido en zona de alto riesgo de incendio. Por lo que a fin de abatir el índice de riesgos en las edificaciones en el Distrito Federal, éstas deberán contar con instalaciones y equipos para prevenir y combatir incendios para sus ocupantes.

2.2 Las presentes Normas Técnicas en materia de Prevención y Combate de Incendio son complementarias y no se contraponen con lo previsto por el Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

2.3 Los equipos contra incendio, así como las instalaciones preventivas y de combate de incendio deberán cumplir con la Normatividad que para cada caso en particular, prevenga la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial.

2.4 Para determinar si los requerimientos de Prevención y Combate de Incendios en una edificación están de acuerdo con lo previsto en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y en estas Normas Técnicas, el propio Departamento tendrá la facultad de inspeccio-

nar, en cualquier momento, las edificaciones en el Distrito Federal.

3. CLASIFICACION DE RIESGOS

3.1 Según el análisis para determinar los riesgos correspondientes y de acuerdo con el Artículo 117 del Reglamento se agrupan de la siguiente manera:

3.1.1 De riesgo menor.

3.1.2 De riesgo mayor.

Las vigencias de las inspecciones que corresponda a estas subclasificaciones serán:

— Riesgo Menor.—Serán de la. y única vez. Con un Programa de Reinspección selectiva cada 2 años.

— Riesgo Mayor.—La vigencia de la inspección será anual obligatoria.

3.2 El criterio para determinar el grado de riesgo de incendio estará definido de acuerdo a la siguiente tabla.

— Riesgo Menor de 1111 a 2232

— Riesgo Mayor de 2233 a 6455

Los dígitos que forman las cifras arriba enlistadas obedecen a factores determinantes para la posibilidad de un incendio, y son:

3.2.1 El primer dígito indica la combustibilidad de acuerdo a los materiales que se manejan:

1. Incombustible
2. De combustión lenta
3. De combustión moderada
4. Combustibles Normales
5. Intensamente combustibles
6. Explosivos

Tabla indicativa del grupo a que pertenecen los materiales que se manejan en las edificaciones:

GRUPO "1"

ABRASIVOS
ASBESTO CEMENTO
CERAMICA
LADRILLERA
METALES
MINERA
VIDRIERA
TODOS LOS MATERIALES PETREOS.

GRUPO "3"

ARTEFACTOS DOM.
BALATAS
CONDUCTORES ELECTRICOS
DULCES
EQUIPO ELECTRICO
GRABADORA DE DISCOS
PLASTICOS
QUIMICA (BAJA).

GRUPO "5"

AGROPECUARIA
ALCOHOLERA
ARTES GRAFICAS
CARTONERA
HARINERA
HULERA
LIJAS
MADERERA
PAPELERA
PINTURA
QUIMICA (MEDIA)
VINICOLA (FABRICACION).

GRUPO "2"

ARMADORAS
CASAS DE MAQUINAS
CERVECERA
EMBOTELLADORA
EMPACADORA
FUNDICION DE METALES
OFICINAS
VINICOLAS (EMBOTELLADORA).

GRUPO "4"

ACEITES
AZUCARERA
CIGARRERA
DETERGENTES
DESHIDRATADORA (SIN FUEGO)
FOTOGRAFICA
JABONERA
LABORATORIOS
PANIFICADORA
PELETERA.

GRUPO "6"

ACEITES
(EXTRACCION C/DISOLV.)
BARNICES
LACAS
COLCHONERA
EXPLOSIVOS
CASES
QUIMICA (ALTA).

3.2.2 El segundo dígito indica la concentración de material en volumen y peso por área:

1. Concentración de 1 a 100 (Bajo)
2. Concentración de 100 a 500 (Medio)
3. Concentración de 500 a 5000 (Alto)
4. Concentración de más de 5000 (Extra)

La concentración se mide en litros o kilogramos de material inflamable por metro cuadrado con que cuentan los locales.

3.2.3 El tercer dígito indica la posibilidad de reunión entre fuentes de calor suficientes para iniciar un fuego y las sustancias o materiales combustibles que se manejen en los locales de las edificaciones:

1. No existe:

Es cuando no hay posibilidades de contacto entre combustibles y fuentes de calor.

2. Leve:

Cuando hay la posibilidad de reunir combustibles con fuentes de calor aunque sea muy remota.

3. Mediano:

Cuando se manejan fuentes de calor normalmente.

4. Grandes:

Cuando se manejan grandes cantidades de fuentes de calor.

5. Extraordinario:

Cuando hay exceso de número y magnitud de fuentes de calor.

3.2.4 El cuarto dígito nos indica la toxicidad y el grado de daño que pueden causar a la salud, los vapores que se desprenden de los materiales que se manejan aun sin haber llegado a producirse un incendio:

1. Inofensivo:

Son materiales que no producen daños temporales ni permanentes.

2. Irritante:

Son materiales que producen molestias temporales como ardor en los ojos o piel.

3. Tóxico Bajo:

Son materiales que producen daños permanentes o temporales sin llegar a producir la muerte excepto en casos de exposición prolongada.

4. Alta Toxicidad:

Producen lesiones letales aun en caso de exposición ligera.

5. Radiactivo:

Produce lesiones permanentes aun cuando no aparecen inmediatamente.

3.2.5 En base a lo anterior, a continuación se enlistan las edificaciones de acuerdo al grado de riesgo como sigue:

EDIFICACIONES DE RIESGO MAYOR

1. Aceites.

- 1.1 Lavado, engrasado y lubricantes.
- 1.2 Extracto y aceites esenciales.
- 1.3 Regeneración de aceites lubricantes.
- 1.4 Aceites lubricantes (envasado).
- 1.5 Aditivos (envasado).
- 1.6 Aditivos y aceites lubricantes (envasado).

2. Agropecuarias.

- 2.1 Industria de guayule.
- 2.2 Hojas de maíz.
- 2.3 Ixtle en general.
- 2.4 Silos de granos.
- 2.5 Almacén de algodón.
- 2.6 Almacén de fibras de lino.
- 2.7 Almacén de fibras de henequén.
- 2.8 Empacadora de algodón.

3. Alcoholeras.

- 3.1 Depósito de alcohol.
- 3.2 Fábrica de alcohol.

- | | | | |
|------|---|-------|--|
| 4. | Artes Gráficas. | 10.4 | Fábrica y Depósito de mangueras, tacones, etc. |
| 4.1 | Grabado, Fotograbado y Rotograbado. | 10.5 | Regeneración de hule. |
| 4.2 | Imprenta, Litografía y Encuadernación. | 10.6 | Vulcanización de llantas, neumáticos, etc. |
| 4.3 | Publicaciones periódicas. | 10.7 | Depósito de negro humo. |
| 4.4 | Depósito y fabricación de tintas para imprenta. | 11. | Jaboneras y Detergentes. |
| 5. | Azucareras. | 11.1 | Fábrica de jabón y detergente. |
| 5.1 | Distribuidora de azúcar y miel. | 12. | Laboratorios. |
| 5.2 | Envasado de azúcar y miel. | 12.1 | Reproducción heliográficas y fotostáticas. |
| 5.3 | Expendio de azúcar. | 12.2 | Sellos de goma o de otros materiales. |
| 6. | Cartoneras. | 12.3 | Laboratorios industriales. |
| 6.1 | Fábrica de cartón corrugado. | 12.4 | Material fotográfico. |
| 6.2 | Fábrica de cajas de cartón. | 13. | Lijas. |
| 6.3 | Depósito de cartón. | 13.1 | Fábrica de lijas (con manejo de solventes). |
| 6.4 | Depósito de cajas de cartón. | 14. | Madereras. |
| 7. | Cigarreras. | 14.1 | Maderas y útiles de madera para el comercio e industria. |
| 7.1 | Expendio de cigarros. | 14.2 | Artefactos de madera: pinzas, ganchos, palillos, marcos, etc. (fabricación). |
| 7.2 | Tabaquerías. | 14.3 | Carpintería, ebanistería y tapicería. |
| 7.3 | Picadura. | 14.4 | Carros, carretas, carrocerías de madera. |
| 7.4 | Puros. | 14.5 | Fabricación de muebles. |
| 8. | Distribuidoras (sin fuego), | 14.6 | Fibra de madera para empaque. |
| 8.1 | Discos (discotecas). | 14.7 | Hormas y tacones de madera. |
| 8.2 | Cromos marcos y pinturas. | 14.8 | Mesas de billar y boliche. |
| 8.3 | De autos y camiones. | 14.9 | Tonelería y cajas de empaque. |
| 8.4 | De maquinaria pesada. | 14.10 | Triplay (fábrica). |
| 8.5 | De maquinaria industrial. | 14.11 | Fibracel (fábrica). |
| 8.6 | Expendio y reparación de camiones. | 14.12 | Aglomerados de madera (fábrica). |
| 9. | Harineras. | 14.13 | Artefactos de corcho. |
| 9.1 | Fábrica de harina de trigo. | 14.14 | Muebles y artefactos de carrizo y mimbre. |
| 9.2 | Fábrica de harina de maíz. | 14.15 | Combustibles (a base de fibra de madera y combustibles). |
| 9.3 | Fábrica de harina de soya. | 14.16 | Extracción de ceras vegetales. |
| 9.4 | Depósito de harina de trigo. | 14.17 | Extracción de resina. |
| 9.5 | Depósito de harina de maíz. | 14.18 | Extracción e industrialización de productos forestales. |
| 9.6 | Depósito de harina de soya. | 14.19 | Madererías compra venta. |
| 10. | Huleras. | 14.20 | Maquiladoras de madera. |
| 10.1 | Artefactos de hule (fábrica y depósito). | 14.21 | Depósito de productos forestales. |
| 10.2 | Resina sintética (incluye hule sintético). | 14.22 | Venta y renta de cimbra. |
| 10.3 | Fábrica y depósito de llantas, neumáticos. | 14.23 | Aserraderos de maderas. |

15. Panificadoras.
- 15.1 Expendio con fabricación de pan.
- 15.2 Expendio con fabricación de pasteles.
- 15.3 Expendio con fabricación de galletas.
- 15.4 Expendio con fabricación de pastas.
16. Papeleras.
- 16.1 Fábrica de papel.
- 16.2 Distribuidora de papel.
- 16.3 Depósito de papel.
- 16.4 Expendio de papel al mayoreo.
- 16.5 Maquila de papel.
- 16.6 Fibra de papel para empaque.
17. Peleteras.
- 17.1 Artículos de piel artificial.
- 17.2 Artículos de talabartería.
- 17.3 Bandas, correas y empaquetaduras.
- 17.4 Chamarras de cuero y correas.
- 17.5 Guantes.
- 17.6 Guaraches.
- 17.7 Fábrica de zapatos de piel.
- 17.8 Expendio de calzado.
- 17.9 Curtiduría de pieles.
18. Pinturas.
- 18.1 Fábrica de pintura de esmalte.
- 18.2 Expendio de pintura.
- 18.3 Depósito de pintura.
- 18.4 Bodegas de pintura.
- 18.5 Esmaltadoras (con horno).
- 18.6 Envasado de pintura.
19. Fondas y Cafés.
- 19.1 Casa de huéspedes con restaurante.
- 19.2 Cafés (únicamente café, desayunos o meriendas).
- 19.3 Fondas y fogones.
- 19.4 Loncherías.
- 19.5 Rosticerías.
- 19.6 Tortillerías.
- 19.7 Taquerías.
- 19.8 Antojitos.
- 19.9 Tamalerías.
- 19.10 Casas de Thé.
20. Química (Mayor a 12.75%).
- 20.1 Fábrica de insecticidas.
- 20.2 Productos amoniacales (fabricación).
- 20.3 Laboratorios farmacéuticos.
- 20.4 Productos químicos farmacéuticos y de tocador (fabricación).
- 20.5 Productos químicos para la industria (fabricación).
- 20.6 Fábrica de fumigantes.
- 20.7 Fábrica de abonos químicos.
21. Talleres.
- 21.1 Garaje con taller mecánico.
- 21.2 Talleres mecánicos.
- 21.3 Talleres de hojalatería.
- 21.4 Talleres de vestiduras.
22. Materias Primas de origen animal.
- 22.1 Expendio y Almacén de cerda.
- 22.2 Cebo y grasas animales.
- 22.3 Preparación de lana (lavado, cardado y regeneración).
- 22.4 Preparación de cerda y elaboración de brochas y cepillos.
23. Abarrotes.
- 23.1 Abarrotes (tienda de departamentos).
- 23.2 Abarrotes comunes.
- 23.3 Abarrotes vinos y licores.
- 23.4 Vinatería (vinos y licores para consumo fuera del establecimiento).
- 23.5 Especies y chiles secos.
24. Textiles.
- 24.1 Expendio de alfombras, tapices y linóleums.
- 24.2 Artículos de lona (catres, tiendas de campaña, etc.).
- 24.3 Artículos de tapicería.
- 24.4 Hamacas.
- 24.5 Jarcierías (no sombreros de palma).
- 24.6 Resinas de material inflamable.
- 24.7 Acabado estampado y teñido.
- 24.8 Expendio de colchas.
- 24.9 Enrollado y teñido de hilo.
- 24.10 Expendio de estambres.
- 24.11 Galonería, pasamanería, encaje tira bordada.
- 24.12 Expendio y almacén de hilos para coser.

- 24.13 Expendio de listones, cintas agujetas y cordones.
 24.14 Expendio de medias y calcetines.
 24.15 Expendio de rebozos.
 24.16 Expendio de suéteres.
 24.17 Expendio de tapetes de lana y algodón.
 24.18 Expendio de terciopelo, peluche, etc.
 24.19 Fundas para muebles.
 24.20 Sacos para envase.
 24.21 Alpargatas.
 24.22 Paraguas y sombrillas.
 24.23 Bolsas de mano de tela.
 24.24 Bordados, deshilados, plisado, hombreras, etc.
 24.25 Cachuchas.
 24.26 Camisas.
 24.27 Confección y expendio de ropa para hombres.
 24.28 Confección y expendio de ropa para mujer.
 24.29 Corbatas (confección y expendio).
 24.30 Corsés y fajas.
 24.31 Confección y decoración de sombreros para mujer.
 24.32 Impermeables.
 24.33 Confección de tirantes y cinturones.
 24.34 Ropa de trabajo.
 24.35 Ropa de niño.
 24.36 Sábanas, manteles, servilletas, pañuelos, etc. (blancos).
 24.37 Sombreros (no de palma).
 24.38 Trajes de baño y artículos personales de playa.
 24.39 Vestuario para militares.
 24.40 Aprestos para textiles.
 24.41 Expendio de telas en general.
25. Fábrica de alimentos procesados y naturales (con cocción).
- 25.1 Alimentos congelados.
 25.2 Alimentos concentrados para animales.
 25.3 Cacao.
 25.4 Café molido.
 25.5 Compra de coço y coquito.
 25.6 Chicle en bruto.
26. Medicinas.
- 26.1 Hierbas medicinales y boticas homeopáticas.
 26.2 Farmacias veterinarias y distribuidoras del ramo.
27. Materias primas de origen vegetal.
- 27.1 Beneficio de raíz de zacatón.
 27.2 Desfibración de ixtle de palma y de lechuguilla.
 27.3 Desfibración de lino.
 27.4 Desfibración y limpieza de henequén.
- 27.5 Despepite de algodón.
 27.6 Expendio de carbón vegetal.
 27.7 Expendio de leña.
 27.8 Productos de carbón vegetal.
28. Química entre 5.10 y 12.75%.
- 28.1 Abonos químicos (Expendio).
 28.2 Acidos (Expendio).
 28.3 Artículos de celuloide.
 28.4 Celulosa.
 28.5 Colas y pegamentos.
 28.6 Insecticidas (expendio).
 28.7 Productos químicos para extintores contra incendio.
 28.8 Productos químicos para limpieza de muebles, pisos y vehículos, etc.
 28.9 Cápsulas, obleas y otros productos similares para envasado.
 28.10 Producción de saborizantes y colorantes para industria alimenticia.
 28.11 Producción de colorantes para la industria textil.
 28.12 Productos químicos para la industria peletera
29. Vinícolas (sin destilación).
- 29.1 Embotelladoras de vinos y licores.
 29.2 Depósito de bebidas alcohólicas.
30. Tortillerías.
- 30.1 Molino de nixtamal.
 30.2 Molino de chiles.
31. Vinícolas (con destilación).
- 31.1 Fábrica de vinos y licores.
 31.2 Fábrica de vinagres.
32. Aceites (extracción de disolventes).
33. Barnices y lacas.
- 33.1 Grasas y betunes para calzado.
 33.2 Fábrica de barnices y lacas.
 33.3 Depósito de barnices y lacas.
34. Colchoneras.
- 34.1 Fábrica de colchones.
 34.2 Fábrica de colchonetas.

- | | | | |
|-------|--|-------|--|
| 34.3 | Depósito de colchones. | 37.16 | Boliches. |
| 34.4 | Depósito de colchonetas. | 37.17 | Cabarets. |
| 34.5 | Maquiladora de colchones. | 37.18 | Carpas. |
| 34.6 | Fábrica de cojines. | 37.19 | Cines. |
| 34.7 | Fábrica de hule espuma. | 37.20 | Circos. |
| 34.8 | Maquiladora de hule espuma. | 37.21 | Clubes recreativos y casinos. |
| 35. | Explosivos. | 37.22 | Estadios, Fútbol, Beisbol y Basketbol. |
| 35.1 | Fábrica de cerillos y fósforos. | 37.23 | Hipódromos. |
| 35.2 | Fábrica de pólvora. | 37.24 | Salones de fiestas. |
| 35.3 | Fábrica de cartuchos para armas de fuego. | 37.25 | Salones de baile (no escuelas). |
| 35.4 | Fábrica de dinamita. | 37.26 | Salones de patinar. |
| 35.5 | Fábrica de nitrocelulosa. | 37.27 | Teatros. |
| 35.6 | Polvorines. | 37.28 | Plazas de toros. |
| 35.7 | Depósito de cartuchos para armas de fuego. | 37.29 | Autódromos. |
| 35.8 | Depósito de nitrocelulosa. | 37.30 | Salones de concierto. |
| 35.9 | Cinetecas. | 37.31 | Cervecería. |
| 35.10 | Fábrica de nitroglicerina. | 37.32 | Hospitales. |
| 35.11 | Fábrica de fumigantes. | 37.33 | Clubes nocturnos. |
| 35.12 | Fábrica de cohetes. | 37.34 | Centros sociales. |
| 35.13 | Depósito de cerillos y fósforos. | 37.35 | Clubes deportivos. |
| 36. | Gases Inflamables. | 37.36 | Baños públicos. |
| 36.1 | Producción de acetileno. | 37.37 | Cafeterías (más de 250 personas). |
| 36.2 | Producción de hidrógeno. | 37.38 | Velatorios. |
| 36.3 | Producción de óxido de etileno. | 37.39 | Museos. |
| 36.4 | Producción de propileno. | 37.40 | Galerías. |
| 36.5 | Producción de etileno. | 37.41 | Clínicas. |
| 36.6 | Distribuidores de gas propano. | 37.42 | Centrales bancarias. |
| 36.7 | Distribuidores de gas butano. | 37.43 | Auditorios. |
| 36.8 | Plantas de gas natural. | 37.44 | Academias. |
| 36.9 | Depósito de gas. | 37.45 | Escuelas. |
| 37. | Centros de Reunión (más de 250 personas). | 37.46 | Aeropuertos. |
| 37.1 | Cantinas. | 37.47 | Gimnasios. |
| 37.2 | Cantina y abarrotes (predominando la cantina). | 37.48 | Exposiciones. |
| 37.3 | Cantina y billares. | 37.49 | Institutos y Universidades. |
| 37.4 | Cantina y lonchería. | 37.50 | Centrales Camioneras. |
| 37.5 | Hoteles (alojamiento únicamente). | 37.51 | Estudios de cine. |
| 37.6 | Hoteles con baño. | 37.52 | Guarderías y Jardines de niños. |
| 37.7 | Hoteles con restaurante y cantina. | 37.53 | Internados. |
| 37.8 | Mesones. | 37.54 | Bibliotecas públicas. |
| 37.9 | Posadas. | 37.55 | Salones para banquetes. |
| 37.10 | Moteles. | 37.56 | Terminales ferroviarias. |
| 37.11 | Restaurantes. | 38. | Combustibles (Hidrocarburos). |
| 37.12 | Restaurantes-Bar. | 38.1 | Ceras (velas). |
| 37.13 | Restaurante con venta de bebidas alcohólicas. | 38.2 | Combustibles domésticos. |
| 37.14 | Arenas. | 38.3 | Expendio de petróleo (petrolería). |
| 37.15 | Billares. | 38.4 | Gasolinerías. |
| | | 38.5 | Parafina y sus derivados. |
| | | 38.6 | Petróleo crudo expendio. |
| | | 38.7 | Petróleo y sus derivados (depósito). |

- 38.8 Destilación y refinación de petróleo crudo.
 38.9 Explotación y distribución de petróleo crudo.
 38.10 Cera y candelilla
39. Textiles.
- 39.1 Hilados y tejidos de algodón.
 39.2 Hilados y tejidos de artisela.
 39.3 Hilados y tejidos de lana.
 39.4 Hilados y tejidos de lino.
 39.5 Hilados y tejidos de punto.
 39.6 Recuperación de desperdicios y fabricación de guata, borra y similares.
 39.7 Entretelas.
 39.8 Hilados y tejidos elásticos.
 39.9 Hilados y tejidos acrílicos.
 39.10 Hilados y tejidos de nylon.
 39.11 Hilados y tejidos de poliéster.
 39.12 Hilados de polipropileno.
40. Solventes.
- 40.1 Depósito de thinner.
 40.2 Depósito de xilol.
 40.3 Depósito de toluol.
 40.4 Expendio de thinner.
 40.5 Expendio de xilol.
 40.6 Expendio de toluol.
 40.7 Expendio de solventes en general.
41. Plásticos.
- 41.1 Expendio de bolsas, juguetes y cubetas, etc.
 41.2 Fábrica de juguetes, cubetas, etc.
 41.3 Fábrica de tubos y ductos de plástico.
42. Puros y cigarros.
 42.1 Fábrica de puros.
 42.2 Fábrica de cigarros.
 42.3 Depósito de cigarros y puros.
- 3.2.6 Edificaciones de Riesgo Menor.
1. Abrasivos.
- 1.1 Expendio de piedras de esmeril.
 1.2 Expendio de piedras para pulir.
2. Artefactos domésticos (sin fabricación).
- 2.1 Expendio de muebles sanitarios.
 2.2 Expendio de muebles de cocina metálicos.
 2.3 Expendio de artículos de cocina metálicos
3. Asbesto Cemento.
- 3.1 Expendio de láminas de asbesto cemento.
 3.2 Expendio de elementos precolados de concreto.
 3.3 Expendio de mosaicos y losetas de cemento.
 3.4 Fábrica de monumentos de granito.
 3.5 Expendio de materiales de construcción incombustibles (cal, cemento, yeso, mortero, arena, grava, etc.).
4. Cerámica.
- 4.1 Expendio de loza y porcelana.
 4.2 Alfarería.
 4.3 Cerámica artística.
5. Conductores eléctricos.
- 5.1 Talleres electromecánicos (embobinados de motores).
 5.2 Talleres electromecánicos automotrices.
6. Dulcerías y pastelerías (sin fabricación).
- 6.1 Expendio de dulces y chocolates.
 6.2 Expendio de pasteles y pan.
 6.3 Expendio de galletas.
7. Equipo eléctrico (sin fabricación).
- 7.1 Expendio de material eléctrico (cables, focos, lámparas, controles eléctricos).
 7.2 Expendio de equipo eléctrico (motores).
8. Ladrillera.
- 8.1 Expendio de tabique y ladrillos.
9. Metales (sin fundición ni pintura).
- 9.1 Afiladurías.
 9.2 Expendio de fierro y/o material para herrería.
 9.3 Expendio de material para plomería.
 9.4 Expendio de aluminio.
 9.5 Expendio de herramienta.
10. Misceláneas.
- 10.1 Expendio de refrescos y jugos.
 10.2 Expendio de abarrotes (refrescos, laterías, carnes frías).

- | | | | |
|------|--|-----------------------------|--|
| 10.3 | Abarrotes y ferretería. | 18. | Expendio de carne y verduras. |
| 10.4 | Mieles (expendio). | 18.1 | Expendio de pollo partido. |
| 10.5 | Caña de azúcar. | 18.2 | Expendio de pescado. |
| 10.6 | Queso, crema y derivados de la leche. | 18.3 | Expendio de carne de res. |
| 10.7 | Expendio de papas, cacahuates, frutas secas, etc. (botanas). | 18.4 | Expendio de carne de cerdo. |
| 10.8 | Ostionería. | 18.5 | Expendio de vísceras. |
| 11. | Minería. | 18.6 | Expendio de carnes frías. |
| 11.1 | Explotación de cantera. | 18.7 | Verduras. |
| 11.2 | Explotación de tezontle y tepetate. | 19. | Oficinas. |
| 11.3 | Extracción de piedra. | 19.1 | Administrativas hasta dos niveles. |
| 11.4 | Extracción de arena y grava. | 19.2 | Sucursales Bancarias. |
| 12. | Química (baja). | 19.3 | Despachos profesionales. |
| 12.1 | Laboratorios de análisis clínicos. | 19.4 | Despachos de dibujo comercial. |
| 12.2 | Fábrica de embutidos. | 19.5 | Editoras sin máquinas impresoras. |
| 12.3 | Consultorios médicos y dentales. | 19.6 | Salas de belleza (estéticas). |
| 12.4 | Neverías y paletterías. | 19.7 | Peluquerías. |
| 12.5 | Detergentes (almacén depósito). | 19.8 | Agencias de viajes. |
| 12.6 | Detergentes expendio. | 19.9 | Expendios de billetes de lotería. |
| 12.7 | Almacén y depósito de jabones. | 20. | Talleres y estacionamientos. |
| 12.8 | Laboratorios de análisis de tierra. | 20.1 | Estacionamientos de vehículos a cielo abierto. |
| 12.9 | Laboratorios químicos biológicos. | 20.2 | Talleres de alineación y balanceo. |
| 13. | Armadora (sin fabricación). | 20.3 | Talleres de reparación de calzado. |
| 13.1 | Equipo eléctrico y doméstico. | 20.4 | Talleres de reparación de llantas. |
| 13.2 | Troqueladora. | 20.5 | Talleres de cromado. |
| 14. | Azufreras (casa máquinas). | 20.6 | Talleres para bicicletas. |
| 15. | Cerveceras (sin proceso) y similares. | 20.7 | Deshuesadero de automóviles. |
| 15.1 | Depósito de cerveza. | 21. | Vidriería. |
| 15.2 | Expendio de cerveza cerrada. | 21.1 | Expendio de vidrio plano, liso y labrado. |
| 15.3 | Pulquería. | 21.2 | Cristalería y regalos. |
| 16. | Embotelladoras (sin proceso). | 21.3 | Fibras de vidrio y cristales inastillables. |
| 16.1 | Embotelladoras de productos inflamables (esencias, colorantes, productos lácteos). | 4. CLASIFICACION DE FUEGOS: | |
| 17. | Empacadora de: | 4.1 | El sistema usado para la Clasificación de Fuegos va en función de la naturaleza del combustible que se involucra en éstos, los cuales de acuerdo a este criterio se clasifican en cuatro tipos básicamente, estas clases de fuego se denominan con las letras "A", "B", "C" y "D". |
| 17.1 | Carne. | Clase A: | Fuegos de materiales sólidos generalmente de naturaleza orgánica tales como trapos, viruta, papel, madera, basura y, en general, en materiales sólidos que al quemarse se agrician, |
| 17.2 | Alimentos para animales. | | |
| 17.3 | Frutas y verduras. | | |
| 17.4 | Materias primas para dulces y helados. | | |



producen cenizas y brasas, comúnmente conocidos como fuegos sordos.

Clase B: Son aquellos que se producen en la mezcla de un gas (butano, propano, etc.) con el aire y flama abierta o bien, del mismo modo de los antes dichos con la mezcla de los vapores que desprenden los líquidos inflamables (gasolina, aceites, grasas, solventes, etc.) como el caso del gas.

Clase C: Son aquellos que ocurren en sistemas y equipos eléctricos "vivos".

Clase D: Son aquellos que se presentan en cierto tipo de metales combustibles (magnesio, titanio, sodio, litio, potasio, aluminio o zinc en polvo, etc.).

4.2 Cabe mencionar, que la mayoría de los incendios no se dan en una sola clase, ya que por lo regular es una combinación de las tres primeras clasificaciones (A, B, C) debiendo tenerlas siempre en mente, para emplear el agente extinguidor adecuado, ya que en el mercado existen varios tipos de extintores, de contenidos y capacidades diferentes que manifiestan en la etiqueta correspondiente, la clase de fuegos, en que se pueden emplear. Los fuegos con clasificación "D", son poco usuales que se den, sin embargo, en este tipo sus contenidos son especiales para cada caso en particular, estos extintores por lo regular son portátiles y sobre ruedas debido a su capacidad de contenido, obteniendo mayor maniobrabilidad en su uso y volumen de agente extinguidor. Los equipos de extinción de incendio portátiles manuales, son los extintores cuyo contenido está en relación con las clases de fuego.

5. EXTINTORES:

5.1 / TIPO: Agua a presión.

CLASIFICACION: Para fuegos de la clase "A".

AGENTE EXTINGUIDOR: Agua.

PRESURIZANTE: Aire a presión o gas inerte seco (presión contenida).

PRESION: 6 a 9 kgs/cm₂.

ALCANCE: De 10 a 12 mts.

TIEMPO DE DESCARGA: De 15 a 30 segundos.

CAPACIDAD: 9.5 lts.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por enfriamiento y penetración.

5.2 TIPO: Bióxido de Carbono (Co₂).

CLASIFICACION: Para fuegos de las Clases "B" y "C".

PRESURIZANTE: Autopropulsado por el gas comprimido de Bióxido de Carbono.

PRESION: 56 a 63 Kgs/cm² a una temperatura de 31°C bajo cero, en el momento de ser expulsado.

ALCANCE: 1.5 a 3.00 mts.

CAPACIDAD: Fluctúa entre 2 y 9 Kgs. los portátiles y los de ruedas entre 22 y 95 Kgs.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por enfriamiento y sofocación y tiene poca efectividad en fuegos de la Clase "A".

5.3 TIPO Halón 1211.

CLASIFICACION: Para fuegos de las Clases "A", "B" y "C".

AGENTE EXTINGUIDOR: Bromo Clorodifluoro metano.

PRESURIZANTE: Autopropulsado por los gases Halogenados.

PRESION: A 20°C entre 4.76 Kgs/cm² a 11.9 Kgs/cm² dependiendo de la capacidad de los mismos.

ALCANCE: 3 a 4 mts.

TIEMPO DE DESCARGA: 15 a 30 segundos.

CAPACIDAD: Varían entre 1 y 5.5 Kgs. portátiles.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por rompimiento de la reacción en cadena del fuego. Tiene poca efectividad en fuegos de la Clase "A".

5.4 TIPO: Halón 1301.

CLASIFICACION: Para fuegos de las Clases "A", "B" y "C".

AGENTE EXTINGUIDOR: Bromotri fluorometano.

PRESURIZANTE: Autopropulsado por los gases Halogenados.

PRESION: A 20°C entre 4.76 Kgs/cm² a 11.9 Kgs/cm² dependiendo de la capacidad de los mismos.

ALCANCE: 3 a 4 mts.

- TIEMPO DE DESCARGA: 15 a 30 segundos.
- CAPACIDAD: Varían entre 1 y 5.3 Kgs. portátiles.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por rompimiento de la reacción en cadena del fuego. Tiene poca efectividad en fuegos de la Clase "A".
- 5.5 TIPO: Polvo Químico Seco.
- CLASIFICACION: Para fuegos de las Clases "A", "B" y "C".
- AGENTE EXTINGUIDOR: Fosfato Monoamónico y Fosfato Diamónico.
- PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco con presión contenida o incorporada.
- PRESION: 7 a 9 Kgs/cm².
- ALCANCE: 4 a 6 mts.
- TIEMPO DE DESCARGA: 15 a 30 segundos.
- CAPACIDAD: Entre 1 y 11.5 Kgs. los portátiles y los de ruedas entre 35 y 190 Kgs.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación.
- EXTINTORES ESPECIALES (CON POLVOS ESPECIALES).
- 5.6 TIPO: G - 1 o metal-guard.
- CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".
- AGENTE EXTINGUIDOR: Crafito de fundición y fosfato orgánico.
- PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco con presión contenida o incorporada.
- PRESION: 7 a 9 Kgs./cm².
- ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.
- TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los de 14 Kgs.
- CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 y 159 Kgs.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación.
- 5.7 TIPO: Met - L - x.
- CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".
- AGENTE EXTINGUIDOR: Cloruro de Sodio, Fosfato tricálcico y estereatos metálicos.
- PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco.
- PRESION: 7 a 9 Kgs./cm²
- ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.
- TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los portátiles.
- CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 y 159 Kgs.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación.
- 5.8 TIPO: Na - x.
- CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".
- AGENTE EXTINGUIDOR: Carbonato de sodio con varios aditivos para hacerlo no higroscópico.
- PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco.
- PRESION: 7 a 9 kgs/cm²
- ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.
- TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los portátiles.
- CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 a 159 Kgs.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación especial para incendios de sodio.
- 5.9 TIPO: Lith - x.
- CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".
- AGENTE EXTINGUIDOR: Líquido TBM (Trimetoxiboroxina).
- PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco.
- PRESION: 7 a 9 Kgs/cm².
- ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.
- TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los portátiles.
- CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 y 159 Kgs.
- FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación. Es-

pecial para incendios en litio y sólo lo debe usar personal capacitado.

5.10 TIPO: Pyromet.

CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".

AGENTE EXTINGUIDOR: Fosfato diamónico y proteínas, y un agente hidrofugante y fluidizante.

PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco.

PRESION: 7 a 9 Kgs/cm².

ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.

TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los portátiles.

CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 y 159 Kgs.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación, especial en fuegos generados en sodio, calcio, zirconio, titanio, magnesio y aluminio.

5.11 TIPO: Tec (Cloruro Eutéctico Temario).

CLASIFICACION: Para fuegos de la Clase "D".

AGENTE EXTINGUIDOR: Cloruro de Potasio, Cloruro de Sodio y Cloruro de Bario.

PRESURIZANTE: Nitrógeno o gas inerte seco.

PRESION: 7 a 9 Kgs/cm².

ALCANCE: De 1.8 a 2.4 mts.

TIEMPO DE DESCARGA: De 25 a 30 segundos en los portátiles.

CAPACIDAD: 14 Kgs. portátiles y sobre ruedas de 68 y 159 Kgs.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por sofocación. Tener cuidado en no respirar el polvo porque el Cloruro de Bario es venenoso.

5.12 TIPO: Agua ligera.

CLASIFICACION: Para fuegos de las Clases "A" y "B".

AGENTE EXTINGUIDOR: Agente A.F.F.F. (Acuos Film Forming Foam).

PRESURIZANTE: Aire, Nitrógeno, CO₂.

PRESION: 7 a 9 Kgs.

ALCANCE: 7 a 12 mts.

TIEMPO DE DESCARGA: 15 a 30 segundos.

CAPACIDAD: 9.5 litros.

FORMA DE ACTUAR DEL AGENTE EXTINGUIDOR ANTE EL FUEGO: Por enfriamiento y sofocación.

5.13 Los extintores deben ser revisados cada año y recargados cuando esto sea necesario para que siempre estén en óptimas condiciones de uso, además deberán estar colocados en lugares fácilmente accesibles a una altura de 1.60 metros del nivel del piso terminado a su gancho de sujeción y demás requerimientos solicitados en el artículo 121 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

5.14 Las Compañías especializadas en compra-venta de equipos Contra Incendios y de Servicio deberán contar con el número de autorización NOM concedido por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial.

6. REDES HIDRAULICAS

6.1. Las redes hidráulicas son equipos fijos contra incendio que sirven para suprimir incendios por medio del uso de agua, cuyos componentes son:

6.1.1 Red Primaria o Principal que debe ser capaz de soportar las presiones necesarias de acuerdo al cálculo hidráulico el cual no será nunca menor de 12 Kg/cm², así como el diámetro el cual no podrá ser nunca menor de 3".

6.1.2 Red Secundaria que será de 2" de diámetro capaz de soportar las presiones necesarias de acuerdo al cálculo hidráulico.

6.1.3 Salidas de hidrante que deben ser de 1½" de diámetro con una llave de globo, cople para manguera de 1½" de diámetro y reductor de presiones.

6.1.4 Gabinetes con cama o soporte para colocar la manguera plegada de tal forma que sea fácil de manejar y que no sufra daños a mediano plazo.

6.1.5 Pitones de paso variable de tal manera que se pueda usar como cortina o en forma de chorro directo.

6.2 La capacidad de la cisterna de agua de reserva para uso exclusivo del sistema de red de hidrantes contra incendio deberá ser de acuerdo a lo estipulado en el Artículo 122 Fracción A del Reglamento de Construcciones

para el Distrito Federal además de que la reserva se mantendrá por medio de un sistema de doble pichanca para mantener el agua en circulación constante.

6.3 Contar con 2 motobombas automáticas capaces de suministrar un mínimo de 600 lts/min. de gasto a una presión de acuerdo al Artículo 122 Fracción B del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

6.4 El material de que se fabrique la red de hidrantes será de acuerdo al Artículo 122 Fracción C o de cobre con coples soldados con la resistencia que se indica en estas normas técnicas.

6.5 Los Simulacros de incendio se efectuarán cada seis meses o cuando ingresa personal, se instalan nuevos tipos de extintores, se amplían las instalaciones de fuego, etc.

6.6 Los sistemas de control de incendios automáticos que se pueden usar son:

- 6.6.1 Sistema de tubería húmeda.
- 6.6.2 Sistema de tubería seca.
- 6.6.3 Sistema de acción previa.
- 6.6.4 Sistema de diluvio.
- 6.6.5 Sistema combinado tubería seca/acción previa.

Estos sistemas pueden ser cargados con agua, CO₂ o Halón 1301.

Queda prohibido usar Halón 1211 por su alta toxicidad.

6.7 Se requiere presentar Bitácora de Simulacros:

- 6.7.1 Los giros de Riesgo Mayor.
- 6.7.2 Empresas que cuenten con Red Hidráulica (aun teniendo menos de 50 personas).
- 6.7.3 Empresas o Negociaciones que cuenten con un personal con más de 50 personas.
- 6.7.4 La Bitácora deberá presentarse dos (2) veces al año (semestral) para su autorización (sellos), a la Oficina correspondiente.

La Bitácora se integrará en una libreta tipo legal con el siguiente contenido:

- Carátula: con Razón Social, tipo de Giro, Dirección, Colonia, Delegación, Código Postal, Nombre del responsable, teléfono, metros cuadrados construidos, metros cuadrados no construidos.

- Relación del equipo contra incendio. (Red Hidráulica, Extintores, Sistemas Fijos, etc.)
- Relación de Facturas o comprobantes de recarga de los extintores existentes.
- Programa de Evacuación conteniendo las rutas de escape.
- Relación de las Brigadas (Contra Incendio, Evacuación) nombres y firmas de cada uno de los integrantes.

7. RECUBRIMIENTOS PARA MUROS, FALSOS PLAFONES Y ACCESORIOS DECORATIVOS

7.1 Los materiales utilizados en recubrimientos para muros, lambrines y falsos plafones deberán tener una resistencia mínima al fuego como se indica en la siguiente tabla, excepto cuando se especifique otra cosa (ver cuadro siguiente).

Espesor cm	Descripción del muro o tabique	Grado de resistencia al fuego horas
5	Aplanado macizo de yeso con virutas sobre una capa de yeso de 9.5 mm, pies derechos de acero con equidistancia de 66 cm como máximo	1
5	Aplanado macizo de arena y yeso sobre pies derechos metálicos y enlatado de metal	1
5	Aplanado macizo de cemento Portland sobre pies derechos metálicos y enlatado de metal	1
5	Guanita proyectada sobre enlatado de metal desplegado No. 13 del 1 3/4" (44 mm)	1
5	Bloques macizos de yeso	1
7.6	Bloques huecos de yeso	1
7.6	Losetas estructurales huecas de arcilla, de 1 celdilla, con aplanado de 13 mm .	1
7.6	Losetas huecas de hormigón de cenizas, con aplanado de 13 mm por los 2 lados	1

7.6	Huecos, pies derechos metálicos, enlatado metálico o capas de yeso de 9.5 mm, aplanados por los dos lados . . .	1
10	Losetas estructurales huecas de arcilla, de 1 celdilla, aplanado de 13 mm por un solo lado	1
10	Losetas huecas de hormigón de cenizas	1.5
10	Losetas huecas de arcilla, 1 celdilla, aplanado de 13 mm por los dos lados	1.5
11.4	Huecos, pies derechos metálicos, enlatado metálico por ambos lados, aplanado de 19 mm de yeso y arena	1.5
15	Losetas huecas de arcilla, 2 celdillas .	1.5
5	Aplanado macizo con viruta sobre pies derechos y enlatado metálico	2
6.3	Aplanado macizo de cemento Portland sobre pies derechos y enlatado metálico	2
6.3	Aplanado macizo de yeso y arena sobre pies derechos y enlatado metálico	2
7.6	Bloques huecos de yeso, con aplanado de 13 mm por los dos lados	2
15	Losetas estructurales huecas de arcilla, 2 celdillas; aplanado por un solo lado	2
20	Losetas estructurales huecas de arcilla, 3 celdillas	2
6.3	Aplanado macizo de yeso con viruta sobre pies derechos y enlatado metálico	3
10	Bloques huecos de yeso	3
1.5	Loseta para falso plafón en cualquier material	3

7.2 Los materiales utilizados para retardar la propagación de la llama en tejidos textiles y su incandescencia posterior deberán garantizar un tiempo mínimo de media hora.

7.2.1 Los productos ignifugantes que se usen en el tratamiento de las fibras de las telas pueden ser:

- Productos químicos que generen gases no combustibles que tienden a excluir el oxígeno de las superficies ardientes.

- Productos en los cuales los radicales o las moléculas procedentes de la degradación del producto ignífugo reaccionan endotérmicamente e interfieren la reacción en cadena de las llamas.

- El producto ignifugante se descompone endotérmicamente.

- El producto forma un líquido o una carbonización no volátil que reduce las cantidades de oxígeno y calor que llegan a la tela.

- Por formación de partículas diminutas que modifican las reacciones de combustión.

Generalmente los productos químicos o una mezcla de productos químicos ignifugantes limitan la inflamabilidad en más de una de estas formas simultáneamente.

8. SEÑALIZACION

8.1 La finalidad de normar un sistema de *Señalización de Seguridad* es fijar los criterios y la simbología que deberán usarse para atraer la atención en forma sencilla y rápida, para advertir de un peligro o indicar la ubicación de dispositivos y equipos de seguridad, advertencia que no elimina el peligro ni sustituye las medidas de seguridad necesarias para eliminar los accidentes.

8.1.1 El sistema de señalización de seguridad debe ser aplicado a:

- 1o. Las formas geométricas.
- 2o. Las dimensiones en las señales de seguridad.
- 3o. Los símbolos.
- 4o. La colocación de las propias señales.
- 5o. El empleo de los colores.
- 6o. El tipo de números y letras.

El empleo de los anteriores rubros debe aplicarse en la señalización según se cita en la Norma D.G.M-S15-1971, emitida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial. Esto con apego a los Artículos 94 y 121 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

8.1.2 Las dimensiones de la simbología de seguridad, deberán estar según se indica en la Norma D.G.M-S15-

1971 de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial.
















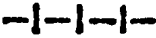


8.1.3 Los símbolos de seguridad serán la imagen que exponga en forma gráfica y de fácil interpretación el mensaje de la indicación de seguridad.

8.1.4 Las dimensiones de la señalización serán en base a las indicaciones de la Norma D.G.M-S15-1971 emitida por la Dirección General de Normas de la Secretaría

de Comercio y Fomento Industrial, la cual fue publicada el 27 de diciembre de 1971 en el Diario Oficial de la Federación.

8.1.5 Cuando un alumbrado común y corriente resulte insuficiente según especificaciones de la Norma D.G.M-S15-1971, emitida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, se deberá corregir el alumbrado de tal forma que cubra los requisitos de la citada NORMA.

8.1.6 La Simbología que se deberá usar en el trámite del Visto Bueno para Obra Nueva es la siguiente:

	TABLERO GRAL. O DE CONTROL.		GABINETE CONTRA INCENDIO.
	TABLERO DE CONTROL SECUNDARIO.		TOMA SIAMESA.
	ANUNCIO LUMINOSO.		ALARMA SONORA.
	BOMBA DE COMBUSTION INTERNA.		ALARMA VISUAL.
	BOMBA ELECTRICA.		PARARRAYOS.
	CALDERA.		LUZ DE OBSTRUCCION. ✓
	EXTINTOR TIPO "A".		UNIDAD MOVIL EXTINTOR.
	EXTINTOR TIPO "BC".		INSTALACION CONTRA INCENDIO.
	EXTINTOR TIPO "ABC".		SISTEMA DE ILUMINACION AUTOMATICO

Nota: Esta simbología se indicará, en plantas, cortes, fachadas, indicando el tipo y capacidad del extintor.

9. COLORES DE IDENTIFICACION

9.1 Esta Norma tiene por objetivo definir la aplicación de colores relacionados con la prevención de accidentes y recomienda los colores que deben usarse con tal finalidad, así como la indicación de riesgos físicos, la

localización de equipos de seguridad y la identificación del equipo contra incendio.

9.2 En los casos que no resulte práctico pintar el equipo al que se refieren las señales que lo identifiquen o los lugares en que se ubique el mismo, se podrán pintar

figuras geométricas o figuras representativas de cuerpos o cerca de dicho equipo o lugares; la condición es que en todos los casos las figuras sean perfectamente visibles.

9.3 El color rojo es el color básico para la identificación del equipo y aparatos de protección contra incendio y se usará en:

- Letreros de salidas de emergencia.
- Cajas de alarmas de incendio.
- Cajas de mangueras contra incendio.
- Extintores contra incendio (si no es práctico pintar el extintor, debe utilizarse el color rojo para pintar el lugar, pared o soporte).
- En la localización de las mangueras contra incendio (debe utilizarse el color rojo en los carretes, soportes o casetas).
- Sistemas de extinción a base de agua o de cualquier otro tipo.
- Bombas y redes de tuberías contra incendio.
- Vehículos contra incendio de todo tipo con o sin locomoción propia.
- Barras de frenado de emergencia en máquinas peligrosas tales como molinos para caucho, hiladoras para alambre, laminadoras, troqueladoras, etc.
- Botones de frenado usados para detener la operación de maquinaria en casos de emergencia.

9.4 El color naranja se usará en partes peligrosas de máquinas o equipos mecánicos, que pueda lesionar en cualquier forma al personal, inclusive causar traumatismo, también para hacer resaltar los riesgos cuando las puertas o dispositivos de seguridad estén abiertas o cuando estén quitados los seguros de engranes, bandas u otro equipo en movimiento; así como para señalar el peligro por falta de protección. Debe aplicarse en:

- Botones de arranque de seguridad.
- El interior de resguardos para poleas, engranes, cadenas, rodillos, etc.

9.5 El color naranja en contraste con azul.

Debe contrastarse el naranja con azul en el interior de las puertas o cubiertas de equipo eléctrico que dejen al

descubierto partes importantes de dicho equipo. Debe aplicarse en:

- Conductores.
- Barras.
- Cuchillas.
- Registros.

9.6 El color amarillo en contraste con negro.

Se usará el amarillo y negro a manera de franjas para designar precaución y para indicar peligros físicos tales como: tropiezos, caídas, golpes, atrapado entre; cuadros amarillos y cuadros negros a manera de tablero de ajedrez, o cualquier otro diseño a base de amarillo y negro. Debe aplicarse en:

- Equipo de construcción (o zonas en que se encuentre trabajando éste), como conformadoras, tractores, vagonetas.
- Indicadores de esquinas, estibas de almacenamiento, cubiertas o resguardos para contravientos.
- Aristas, salientes, partes sin resguardo de plataformas, fosas y paredes.
- Equipos y accesorios suspendidos que se extiendan dentro de las zonas normales de operación (lámparas, grúas, controles).
- Barandales, pasamanos, escalones, en donde se requiera precaución.
- Indicaciones en salientes, claros de puertas, transportadores móviles, vigas y tubos de baja altura, estructuras y puertas de elevador.
- Equipo de manejo de materiales, como tractores industriales, carros, remolques, montacargas, transportadores, etc.
- Postes o columnas que puedan ser golpeados.
- Franjas laterales.

DEFINICIONES

CONATO DE INCENDIO

Se llama conato de incendio a un fuego en sus inicios y que por su pequeña magnitud puede generar un incendio o puede extinguirse por sí solo.

INCENDIO

Se llama incendio a un fuego descontrolado que por su magnitud no se extingue por sí solo y tiene que ser controlado por medios externos.

RIESGO

Se llama riesgo al estado peligroso de los elementos que pueden generar en cualquier momento un siniestro de mayor o menor magnitud.

EXPLOSIVO

Se llama explosivo a la mezcla de sustancias químicas, que ante un estímulo suficiente sufre una reacción instantánea, autopropagante caracterizada por la formación de gases, producción de calor y el desarrollo de una presión súbita, debida a la acción del calor sobre los gases producidos.

COMBUSTION

Se llama combustión a la reacción química de los elementos: combustible y comburente en condiciones adecuadas de temperatura produciendo energía, en forma de luz y calor.

TOXICO

Son materiales que producen daños temporales o permanentes sin llegar a producir la muerte excepto en casos de exposición prolongada.

INFLAMABLE

Son aquellas sustancias que emanan gases a temperaturas inferiores a 38°C.

TOXICIDAD INOFENSIVA

Es cuando los vapores desprendidos de los materiales en combustión no producen daños temporales ni permanentes.

TOXICIDAD MEDIA (IRRITANTE)

Se presenta cuando los gases y/o vapores de materiales producen molestias temporales como ardor en los ojos o en la piel.

EXTINTOR

Se entiende por extintor al recipiente que contiene el agente extinguidor para apagar fuegos. Los extintores se clasifican en portátiles y móviles.

EXTINTOR PORTATIL

Es el extintor que se diseña para ser transportado y operado manualmente y en condiciones de funcionamiento tiene una masa total que no excede de 20 kg.

EXTINTOR MOVIL

Es el extintor que se diseña para ser transportado y operado sobre ruedas, sin locomoción propia, cuya masa es superior a 20 kg.

RIESGO MENOR

Se considera situación de riesgo menor cuando la cantidad de materiales y líquidos combustibles o líquidos inflamables es mínima y cuando se pueda prever que los posibles incendios sean de magnitud reducida.

RIESGO MAYOR

Cuando la concentración de materiales combustibles y líquidos inflamables presentes sea grande y hagan prever que los posibles incendios sean de gran magnitud.

MATERIAL COMBUSTIBLE

Es cualquier material que puede arder o quemarse; éste puede ser sólido, líquido o gaseoso.

COORDINACION GENERAL JURIDICA

Decreto por el que se expropián en favor del Departamento del Distrito Federal, los inmuebles que se señalan, para la construcción de viviendas, de una Casa de Cultura, de un Módulo Deportivo y de un Centro de Desarrollo Infantil, en el Viejo Barrio de La Romita, ubicado al Noroeste de la Col. Roma, en la Delegación Cuauhtémoc, Distrito Federal.

MIGUEL DE LA MADRID H., Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, en ejercicio de la facultad que me confiere la fracción I del artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Me-

xicanos, y con fundamento en los artículos 27 párrafo segundo y 73 fracción VI, base 1ª de la propia Constitución; 14 de la Ley General de Bienes Nacionales; 1ª fracciones I, III, XI y XII, 2ª, 3ª, 4ª, 10, 19, 20 y 21 de la Ley de